



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



Ensayos de placa de carga en terreno mejorado con columnas de grava

Trabajo realizado por:

Efrén M. Calleja López

Dirigido:

Jorge Castro González

Titulación:

Grado en Ingeniería Civil

Santander, Diciembre 2018

TRABAJO FINAL DE GRADO

*“Sólo somos curiosos en
proporción con nuestra cultura.”*

Jean-Jacques Rousseau

AGRADECIMIENTOS

A Jorge Castro González, director de este trabajo de fin de grado, por el tiempo empleado y por darme la oportunidad de profundizar un poco más en el ámbito de la ingeniería del terreno. A quien no solamente tengo un gran aprecio como profesor, sino también como persona.

A mis padres, por todos los años de sacrificio que han permitido que hoy haya llegado hasta aquí. Por hacer lo imposible para que yo pudiera cumplir mis metas.

A Marta, no sólo por haberme apoyado en esto, sino en todo. Quien siempre me ha hecho creer que podía lograr lo que me propusiera; quien siempre ha creído en mí.

A M^a Paz y Jose Antonio, quienes siempre me han facilitado las cosas durante estos años con una sonrisa.

CONTENIDO

Lista de figuras	1
Lista de tablas	5
Resumen	9
Abstract	11
Motivación y objetivos	13
CAPÍTULO 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	14
1.1. COLUMNAS DE GRAVA.INTRODUCCIÓN	14
1.1.1. Métodos de mejora y refuerzo del terreno	14
1.1.2. Descripción del método de columnas de grava	22
1.1.2.1. Método constructivo y características	23
1.1.3. Aplicaciones	24
1.2. ANÁLISIS NUMÉRICOS	24
1.2.1. Método de elementos finitos	25
1.2.2. Modelos constitutivos	30
1.2.2.1. Modelo Mohr-Coulomb	31
1.2.2.2. Modelo Hardening Soil	34
1.2.3. Soluciones analíticas	36
CAPÍTULO 2. CASO DE ESTUDIO	37
2.1. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	38
2.2. PRUEBAS DE CAMPO REALIZADAS	44
2.2.1. Cone penetration test (CPT)	44
2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS	47
2.3.1. Ensayo triaxial	48
CAPÍTULO 3. SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL CASO DE ESTUDIO	52
3.1. MODELOS NUMÉRICOS	52
3.2. MODELO MOHR-COULOMB	53
3.2.1. Zapata G2	54
3.2.2. Zapata G3	54
3.2.3. Zapata G4	55

3.2.4. Zapata G5	55
3.2.5. Zapata G6	56
3.2.6. Discusión de resultados del modelo elástico-lineal	56
3.3. MODELO HARDENING SOIL	58
3.3.1. Zapata G2	60
3.3.2. Zapata G3	60
3.3.3. Zapata G4	61
3.3.4. Zapata G5	61
3.3.5. Zapata G6	62
3.3.6. Discusión de resultados del modelo Hardening Soil	62
3.4. COMPARACIÓN GRÁFICA DE RESULTADOS DEL MODELO MOHR-COULOMB Y DEL MODELO HARDENING SOIL	65
3.4.1. Zapata G2	65
3.4.2. Zapata G3	66
3.4.3. Zapata G4	66
3.4.4. Zapata G5	67
3.4.5. Zapata G6	67
CAPÍTULO 4. RESOLUCIÓN ANALÍTICA DEL CASO DE ESTUDIO	68
4.1. SOLUCIÓN ANALÍTICA	68
4.1.1. Distribución piramidal	69
4.1.1.1. Distribución piramidal 1:1	71
4.1.1.1. Distribución piramidal 1:2	72
4.1.2. Fórmula elástica de la guía de cimentaciones	74
4.1.3. Análisis de los resultados obtenidos	76
Conclusiones	77
Referencias	80

ANEJOS

Anejo 1. Justificación de cálculo del ensayo triaxial modelado mediante Plaxis	81
Anejo 2. Justificación de cálculo del modelo Mohr-Coulomb y del modelo Hardening Soil respecto del ensayo ejecutado “in situ”	104

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1.	Aplicación de las diversas técnicas de mejora o refuerzo del terreno atendiendo al tamaño de partículas (Mitchell, 1981; adaptado por Bielza, 1999).	16
Figura 1.2.	Metodologías empleadas para mejora y refuerzo del terreno (Ministerio de Fomento, 2009).	21
Figura 1.3.	Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por vibrocompactación (Glover, 1992).	22
Figura 1.4.	Esquema de construcción vía seca (Raju et al., 2004).	23
Figura 1.5.	Discretización de medios continuos (Suazo, 2009).	27
Figura 1.6.	Deformaciones elásticas y plásticas. Modelos elasto-plásticos (Castro, 2017).	32
Figura 1.7.	Criterio de plastificación. Modelos elasto-plásticos (Castro, 2017).	32
Figura 1.8.	Parámetros del criterio Mohr-Coulomb en el plano de Mohr (Castro, 2017).	33
Figura 1.9.	Relación hiperbólica entre tensión y deformación para un ensayo triaxial con drenaje (Brinkgreve et al., 2018).	34

CAPÍTULO 2

Figura 2.1.	Situación de referencia para el caso de estudio (Stuedlein et al., 2008).	37
Figura 2.2.	Llanura cuaternaria del sur de Texas (Bernard et al., 1962).	38
Figura 2.3.	Situación de los ensayos de caracterización del terreno ejecutados “in situ” en la zona de estudio (Stuedlein et al., 2008).	39
Figura 2.4.	Ensayo CPTU. Disposición y características del terreno bajo la zapata G3 (Stuedlein et al., 2008).	40
Figura 2.5.	Relación de la resistencia por punta del cono en ensayo CPT y la consistencia del terreno (Stuedlein et al., 2008).	44
Figura 2.6.	Relación entre el Ensayo CPT y la tipología del terreno (Stuedlein et al., 2008).	45

- Figura 2.7. Ensayo CPTU. Razón de sobreconsolidación y resistencia al corte sin drenaje del terreno. 46
- Figura 2.8. Ensayo CPTU. Coeficiente empuje al reposo y tensión horizontal. 47
- Figura 2.9. Ensayo triaxial con drenaje. Relación deformación axial-incremento tensión efectiva. Análisis de los resultados obtenidos en el laboratorio frente a los resultados originales obtenidos mediante simulación numérica (Castro, 2017). 48
- Figura 2.10. Ensayo triaxial con drenaje. Relación deformación axial-deformación volumétrica. Análisis de los resultados obtenidos en el laboratorio frente a los resultados originales obtenidos mediante simulación numérica (Castro, 2017). 49
- Figura 2.11. Ensayo triaxial con drenaje modelado mediante simulaciones numéricas. Relación deformación axial-deformación volumétrica. 49
- Figura 2.12. Ensayo triaxial con drenaje modelado mediante simulaciones numéricas. Relación deformación axial-deformación volumétrica. 50
- Figura 2.13. Ajuste de la variación del ángulo de rozamiento interno y el ángulo de dilatación respecto de la tensión aplicada (Castro, 2017). 51

CAPÍTULO 3

- Figura 3.1. Ensayo ejecutado “in situ”. Análisis de asientos bajo zapatas reforzadas mediante columnas de grava (Stuedlein et al., 2010). 53
- Figura 3.2. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G2. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa respectivamente. Modelo Mohr-Coulomb. 54
- Figura 3.3. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G3. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb. 54
- Figura 3.4. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G4. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa

respectivamente. 55

- Figura 3.5. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G5. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa respectivamente. 55
- Figura 3.6. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G6. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa respectivamente. 56
- Figura 3.7. Comparación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo las diferentes zapatas para distintas distribuciones de columnas de grava con módulo de 30 MPa. 57
- Figura 3.8. Comparación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo las diferentes zapatas para distintas distribuciones de columnas de grava con módulo de 60 MPa. 57
- Figura 3.9. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G2. 60
- Figura 3.10. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G3. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil. 60
- Figura 3.11. Representación gráfica presión aplicada- asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G4. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil. 61
- Figura 3.12. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G5. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil. 61
- Figura 3.13. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G6. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil. 62
- Figura 3.14. Comparación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo las diferentes zapatas para distintas distribuciones de columnas de grava. 63
- Figura 3.15. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G2. 65

Figura 3.16. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G3.	66
Figura 3.17. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G4.	66
Figura 3.18. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G5.	67
Figura 3.19. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G6.	67

CAPÍTULO 4

Figura 4.1. Estado de cargas actuante sobre la zapata de estudio.	68
Figura 4.2. Detalle general de la discretización del terreno empleada para una distribución piramidal.	69
Figura 4.3. Detalle discretización del terreno para una distribución piramidal 1:1.	71
Figura 4.4. Detalle discretización del terreno para una distribución piramidal 1:2.	72
Figura 4.5. Zona de influencia de la zapata bajo el terreno.	74

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO 1

Tabla 1.1.	Clasificación de técnicas de mejora y refuerzo del terreno (Schaefer, 1997).	17
Tabla 1.2.	Clasificación de técnicas de mejora y refuerzo del terreno (TC-17, 2004).	18
Tabla 1.3.	Situaciones e incógnitas principales y secundarias.	30

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1.	Discretización para la caracterización geotécnica del terreno de estudio.	41
Tabla 2.2.	Parámetros resistentes y deformacionales de las capas arcillosas empleadas en la discretización.	41

CAPÍTULO 3

Tabla 3.1.	Especificaciones y distribución de columnas de grava bajo las zapatas.	52
Tabla 3.2.	Asientos modelo Mohr-Coulomb experimentados por el terreno bajo las zapatas e influencia de la distribución y especificaciones de las columnas sobre el mismo.	58
Tabla 3.3.	Parámetros alternativos a los parámetros básicos de rigidez.	59
Tabla 3.4.	Parámetros resistentes y parámetros de rigidez obtenidos en el ensayo Triaxial (Adaptado de Castro, 2012).	59
Tabla 3.5.	Asientos modelo Hardening Soil experimentados por el terreno bajo las zapatas e influencia de la distribución y especificaciones de las columnas sobre el mismo.	63
Tabla 3.6.	Asientos ensayo “in situ” experimentados por el terreno bajo las zapatas e influencia de la distribución y especificaciones de las columnas sobre el mismo.	64

Tabla 3.7.	Viabilidad económica de las alternativas empleadas bajo las zapatas G2 y G4 respectivamente.	65
------------	--	----

CAPÍTULO 4

Tabla 4.1.	Discretización de las diferentes capas que forman el terreno para una distribución piramidal.	69
Tabla 4.2.	Solución analítica para una distribución piramidal 1:1.	71
Tabla 4.3.	Solución analítica para una distribución piramidal 1:2.	73
Tabla 4.4.	Cálculo del módulo de elasticidad equivalente en la situación de corto plazo.	75
Tabla 4.5.	Cálculo del asiento a corto plazo según la formulación de la guía de cimentaciones para la estimación de movimientos.	75
Tabla 4.6.	Resumen resultados obtenidos mediante las diversas metodologías de cálculo.	76

ANEJO 1

Tabla A1.1.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 21 kPa.	81
Tabla A1.2.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 21 kPa.	83
Tabla A1.3.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 48 kPa.	85
Tabla A1.4.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 48 kPa.	88
Tabla A1.5.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 101 kPa.	90
Tabla A1.6.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 101 kPa.	92
Tabla A1.7.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 257 kPa.	95
Tabla A1.8.	Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 257 kPa.	97

Tabla A1.9. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 375 kPa.	99
Tabla A1.10. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 375 kPa.	102

ANEJO 2

Tabla A2.1. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G2. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	104
Tabla A2.2. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G2. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	105
Tabla A2.3. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G2. Modelo Hardening Soil.	107
Tabla A2.4. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G3. Sin columna de grava.	108
Tabla A2.5. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G3. Sin columna de grava. Modelo Mohr-Coulomb.	109
Tabla A2.6. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G3. Modelo Hardening Soil. Sin columna de grava.	109
Tabla A2.7. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G4.	111
Tabla A2.8. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G4. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	111
Tabla A2.9. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G4. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	112
Tabla A2.10. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G4. Modelo Hardening Soil.	114
Tabla A2.11. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G5.	116
Tabla A2.12. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G5. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	116
Tabla A2.13. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G5. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	117

Tabla A2.14. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G5. Modelo Hardening Soil.	120
Tabla A2.15. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G6.	121
Tabla A2.16. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G6. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	122
Tabla A2.17. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G6. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.	123
Tabla A2.18. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G6. Modelo Hardening Soil.	124

RESUMEN

Título del TFG: Ensayos de placa de carga en terreno mejorado con columnas de grava

Autor: Efrén Miguel Calleja López

Director: Jorge Castro González

Convocatoria: Diciembre 2018

Palabras clave: Asiento, capacidad portante, corto plazo, columnas de grava, CPTU, discretización, elementos finitos, Hardening Soil, mejora, Mohr-Coulomb, presión, triaxial, zapatas

Planteamiento del problema: El presente estudio consiste en la interpretación y análisis de las pruebas experimentales y los ensayos de laboratorio que se llevaron a cabo sobre un terreno natural y un terreno mejorado mediante columnas de grava. El objetivo fundamental consiste en modelar mediante métodos numéricos dichos resultados, a partir del empleo de diferentes metodologías de cálculo y diferentes modelos de comportamiento del terreno. Con el fin de respaldar los resultados modelados mediante métodos numéricos, para el caso del terreno natural, se aportarán diferentes soluciones analíticas.

Soluciones adoptadas: En primer lugar, es preciso realizar una discretización del terreno de estudio; para ello, se interpreta y se simplifica mediante tramos rectos el ensayo de penetración estática proporcionado. A partir de esa simplificación, es posible definir las diferentes capas que configurarán el terreno de estudio. Es importante señalar que tras la caracterización geotécnica se observó un terreno de carácter inminentemente arcilloso, por lo tanto, el caso de estudio se analiza a corto plazo, ya que se trata de la situación crítica. A su vez, se obtendrán de los ensayos los parámetros resistentes y deformacionales del terreno asociados a dicha discretización. Una vez definidos los diferentes parámetros de entrada, a partir de métodos numéricos, en primer lugar, se analizará el comportamiento del terreno mediante un modelo elástico lineal plástico perfecto. Posteriormente, con el fin de obtener resultados más sofisticados y que se ajusten de una forma más precisa a la realidad, se empleará un modelo plástico con rigidización. Una vez analizado el caso de estudio mediante simulación numérica, se procede al cálculo de soluciones analíticas a partir de dos metodologías diferenciadas. En primer lugar, se adopta una distribución piramidal para las diferentes capas del terreno. Dado que el terreno no es en absoluto homogéneo, esta metodología requiere una nueva discretización de las capas discretizadas con anterioridad. Dicha solución analítica se resuelve adoptando diferentes valores de la tangente del ángulo en la discretización, con el fin de comparar los resultados obtenidos y poder ver la influencia del valor adoptado en la metodología de cálculo. En segundo lugar, se aplica la fórmula elástica proporcionada por la Guía de Cimentaciones para zapatas cuadradas rígidas. Dado que no existen soluciones analíticas “directas”

o “sencillas” para el estudio del terreno mejorado mediante columnas de grava, esta metodología de cálculo sólo es empleada para analizar la situación en la cual no se disponen columnas, con el fin de contrastar los resultados que han sido obtenidos mediante simulación numérica.

Conclusiones: El empleo de columnas de grava reduce en gran medida los asentamientos producidos en el terreno, esto se sustenta en los resultados que han sido obtenidos mediante simulación numérica. A su vez, la elección del método constitutivo empleado para modelar el comportamiento del terreno juega un papel muy importante, ya que los resultados que se obtienen variarán en función de cuán sofisticado sea el mismo. Se ha observado que el modelo plástico con rigidización se ajusta de una manera precisa a la curva presión aplicada-asentamiento obtenida en los ensayos originales, mientras que el ajuste, a pesar de proporcionar resultados coherentes, del modelo elástico lineal plástico perfecto no define con demasiada precisión la rama de descarga de la curva. Finalmente, se observa que las soluciones analíticas, a pesar de las hipótesis y simplificaciones que la metodología asume, proporciona resultados que definen de forma suficiente el comportamiento del terreno.

ABSTRACT

TFG title: Load plate test on improved ground with gravel columns

Author: Efrén Miguel Calleja López

Director: Jorge Castro González

Call: December 2018

Key words: Settlements, bearing capacity, short term, gravel columns, CPTU, discretization, finite elements, Hardening Soil, improvement, Mohr-Coulomb, pressure, triaxial, footings

Approach: The objective of the present study is the interpretation and analysis of the experimental tests and the laboratory tests that were done on a natural ground and an improved ground using gravel columns. The objective is to model these results using numerical methods and using different models of ground behavior. In order to support the results modeled by numerical methods in the case of a natural ground analytical solutions will be provided.

Resolution: In first place, it is necessary to carry out a discretization of the ground study; Cone penetration test provided is interpreted and simplified by straight sections. From this simplification, it is possible to define the different layers that will form the ground. By the geotechnical characterization a clayey soil was observed, therefore the study case is analyzed in the short term, because it is the critical situation. On the other hand, strength parameters and deformability parameters associated with the discretization will be obtained from the tests. Once the different input parameters have been defined, the behavior of the soil will be analyzed by a perfect plastic linear elastic model. Furthermore, to obtain more sophisticated results, a plastic model with stiffening will be used. After analyze the study case by numerical simulation an analytical solution is calculated by two different methods. First, a pyramidal distribution is adopted for the different layers of the ground. Ground is not homogeneous, this methodology requires a new discretization of previously discretized layers. This analytical solution is solved by adopting different values of the angle tangent in the discretization for compare the results obtained and see the influence of the value adopted in the calculation methodology. On the other hand, the elastic solution provided by la Guía de Cimentaciones for rigid square footings is applied. Since there aren't easy analytical solutions for the study of the improved ground using gravel columns, this calculation methodology is only used to analyze the situation where columns are not used, in order to contrast the results that have been obtained by numerical simulation.

Conclusions: Use of gravel columns reduces settlements in the ground, this is verified in the results obtained by numerical simulation. In the one hand, the choice of the constitutive method used for the behavior of the ground its very important, since the results are affected by the chosen model. On the other hand, the plastic model with stiffening gives good results of the applied pressure-

settlements curve. However, perfect plastic linear elastic model does not fit well in the unloading area. Finally, analytical solutions provide valid results, although they use many simplifications

MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS

En función de las características que presente el terreno, en algunas ocasiones, puede resultar necesario actuar sobre el mismo con el fin de conseguir una mayor capacidad portante u obtener una respuesta más adecuada frente a un determinado fenómeno. Ante ésta situación, debido a consideraciones tanto medioambientales como económicas, es conveniente tratar de evitar la opción de eliminar completamente el terreno y sustituirlo por uno nuevo de mejores prestaciones. De esta forma, surgen los métodos de mejora del terreno. Las columnas de grava constituyen una de esas soluciones que permiten realizar actuaciones en terrenos blandos o poco competentes. Se trata de una técnica que se ha empleado durante varias décadas y que ha demostrado ser una solución que proporciona grandes resultados.

Para este análisis se ha tenido acceso a una gran campaña experimental en la que se pretende determinar el asiento que se producirá en el terreno debido a la influencia del empleo de columnas de grava; para ello se han realizado diversos ensayos de campo y de laboratorio. El objetivo principal de este trabajo de fin de grado consiste en interpretar esos resultados, y mediante simulación numérica, tratar de predecir las posibles respuestas que experimentará el terreno, ajustando dichas respuestas a las que se obtuvieron a partir de los ensayos originales. Para ello, se han dispuesto diferentes configuraciones de columnas de grava y se ha simulado el comportamiento que experimenta el terreno en función de las mismas.

A su vez, se han realizado soluciones analíticas para casos cuya resolución sea sencilla o directa, de tal forma que contrasten las soluciones obtenidas mediante simulación numérica. También se han modelado numéricamente algunos de los ensayos que fueron realizados durante la campaña experimental.

Para la resolución mediante métodos numéricos, se emplea la herramienta computacional Plaxis, la cual basa su resolución en el método de elementos finitos. Mediante la misma, ha sido posible modelar el comportamiento del terreno con distintos grados de precisión empleando diferentes modelos constitutivos en la resolución.

CAPÍTULO 1. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1.1. COLUMNAS DE GRAVA. INTRODUCCIÓN

Las columnas de grava son perforaciones verticales en el terreno, las cuales se rellenan en sentido ascendente con grava introducida a partir de un vibrador, el cual, al mismo tiempo, realiza la compactación de la misma. Constituyen una técnica de mejora y refuerzo del terreno (Castro, 2008). A diferencia del empleo de drenes verticales como aceleración de la consolidación de suelos cohesivos tratados mediante una precarga, los cuales simplemente incrementan notablemente el drenaje del suelo, la inclusión de columnas de grava produce un efecto rigidizador, lo cual dota al terreno de una mayor resistencia (Bielza, 1999).

El concepto de emplear inclusiones granulares para mejorar un suelo blando es relativamente antiguo. Inicialmente las columnas de grava se emplearon como alternativa a la ejecución de cimentaciones profundas tradicionales de madera, evitando de esta forma, la necesidad de alcanzar un estrato resistente al que transmitirle las tensiones y el deterioro de las mismas ocasionado por las variaciones del nivel freático. Independientemente, no ha sido hasta mediados del pasado siglo cuando comenzaron a utilizarse de forma “sistemática”. Surgieron como consecuencia de intentar emplear la vibrocompactación clásica en suelos no granulares, en los cuales, la cohesión e impermeabilidad del terreno no permite el reordenamiento instantáneo de las partículas en configuraciones más densas. (Castro, 2008).

En este subcapítulo, con el fin de obtener una visión general, se describirán y analizarán de forma relativamente superficial, las técnicas de mejora y refuerzo del terreno más empleadas, así como las ventajas e inconvenientes de las columnas de grava frente a las ya mencionadas alternativas.

1.1.1. MÉTODOS DE MEJORA Y REFUERZO DEL TERRENO

Debido a múltiples causas puede ser requerida una mejora o refuerzo del terreno que será empleado para la ejecución de una determinada actuación; como son los casos recogidos en el PG-3. Parte 3, Explanaciones sobre explanadas tratadas mediante conglomerantes hidráulicos para mejorar la categoría de las mismas. Cualquier terreno, aunque sea de gran calidad, puede ser mejorado. Antes de mejorar o reforzar un terreno debe considerarse la opción de sustituirlo total o parcialmente por otro de mejores características.

En la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento, 2009) se recogen los siguientes métodos:

- Sustitución del terreno
- Compactación con rodillo
- Precarga
- Mechass drenantes
- Vibración profunda
- Compactación dinámica
- Inyecciones
- Inyección de alta presión (Jet- grouting)
- Columnas de grava
- Columnas de suelo-cemento
- Bulones (Claveteado del terreno)
- Geosintéticos
- Otros procedimientos: Compactación con explosivos, tratamientos térmicos, congelación del terreno, electroósmosis.

Existen varias clasificaciones para las técnicas anteriormente mencionadas, ya que resulta complejo en base a qué criterio clasificarlas. En general, se suelen clasificar atendiendo a aspectos de su ejecución o de sus objetivos:

- Estáticas o dinámicas
- Puntuales o en masa
- Con inclusiones de elementos o no
- Por desplazamiento o por extracción
- Temporales o permanentes
- Sistemáticas (previas) o para remediación (a posteriori)
- De mejora o de refuerzo

Otra posibilidad, consiste en clasificarlas según su aplicación en el suelo a tratar, tal y como recoge la Figura 1.1 expuesta por Mitchell (1981) en su ponencia del Congreso Internacional celebrado en Estocolmo.

Por otro lado, Van Impe (1989) propuso una clasificación de acuerdo con la temporalidad del método y la adicción de los materiales:

- Temporales, limitados al periodo de obra
 - Rebajamiento del nivel freático
 - Congelación del terreno
 - Electroósmosis

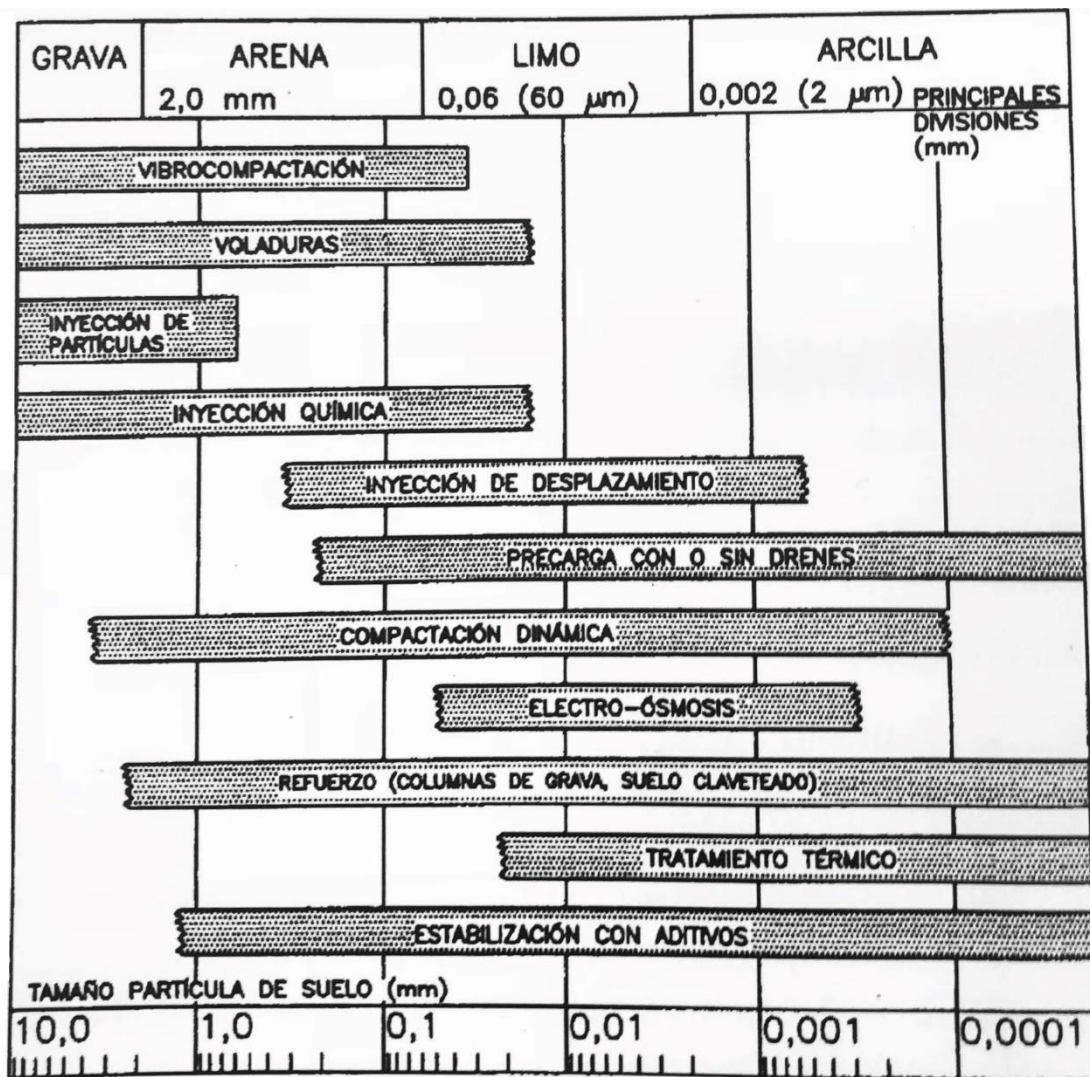


Figura 1.1. Aplicación de las diversas técnicas de mejora o refuerzo del terreno atendiendo al tamaño de partículas (Mitchell, 1981; adaptado por Bielza, 1999).

- Permanentes, sin adición de materiales
 - Compactación superficial, dinámica, por explosivos o con elementos vibrantes.
 - Tratamientos térmicos
 - Precarga sin drenes
- Permanentes, con adición de materiales
 - Estabilización con cal o cemento
 - Columnas de cal o cemento
 - Inyecciones
 - Precarga con drenes
 - Refuerzo del suelo con bandas metálicas (tierra armada), con geotextiles o con bulones (suelo claveteado)

Otras clasificaciones tratan de diferenciar entre las técnicas que se basan en la mejora del terreno y las que se centran en el refuerzo del mismo, distinguiendo a su vez entre las que consisten en un mero tratamiento del terreno. Dicha clasificación se le atribuye a Schaefer (1997), la cual es recogida en “Ground Improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment”, tal y como se presenta en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Clasificación de técnicas de mejora y refuerzo del terreno Schaefer (1997).

Refuerzo	Mejora	Tratamiento
Columnas de grava	Compactación dinámica	Mezcla con cemento
Jet-Grouting	Precarga	Mezcla con cal
Anclaje	Drenaje (PVD)	Cenizas volantes
Bulonado	Electroósmosis	Drenaje por vacío
Micropilotes	Compactación mediante explosivos	Calentamiento
Columnas de cal		Congelación
Columnas de suelo cemento (VCC)		Vitrificación
Geosintéticos		

Dado que resulta complejo determinar si una técnica pertenece a una categoría o a otra, hay que tener en cuenta, que no existe una frontera que establezca si las columnas de grava pertenecen a un método de refuerzo como tal o a una de mejora del terreno.

Por último, existe una clasificación adoptada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Tabla 1.2., en la cual las columnas de grava son consideradas como una técnica de mejora del terreno y no de refuerzo, a diferencia de la clasificación expuesta con anterioridad, en la Tabla 1.1.

Tabla 1.2. Clasificación de técnicas de mejora y refuerzo del terreno (TC-17, 2004).

Refuerzo	Mejora	Tratamiento
Refuerzo con acero (hinca de carriles)	Compactación dinámica	Inyecciones (Jet-grouting)
Tierra armada	Vibrocompactación	Mezclas superficiales
Geosintéticos	Drenaje por vacío	Mezclas profundas
Fibras sintéticas	Precarga	Columnas de cal y cemento
Micropilotes	Compactación mediante explosivos	
Anclajes	Calentamiento	
Bulones	Congelación	
	Vibrosustitución (Columnas de grava)	
	Vibrodesplazamiento (Columnas de grava)	
	Columnas de cal	
	Sistemas electro-químicos	

De acuerdo con la Guía de Cimentaciones (Ministerio de Fomento, 2009) se han definido las siguientes metodologías para el refuerzo o mejora del terreno a tratar:

Precarga

Cuando las cargas a las que se somete a un suelo blando, son superiores a las que ha sido expuesto a lo largo de su historia tensional, experimenta deformaciones mucho mayores, que si se le cargara posteriormente después de haber sido precargado y descargado. El proceso de Precarga se fundamenta en este fenómeno; antes de ejecutar la obra, el suelo que vaya a ser empleado se precargará con tierras u otras sobrecargas colocadas en superficie.

Este tratamiento, es un método de mejora destinado, en principio, a suelos cohesivos blandos. Estos suelos son susceptibles de sufrir asientos importantes bajo sobrecargas pequeñas, con una evolución lenta de estos asientos, y, dada

su baja resistencia al corte, procesos de rotura (deslizamiento de terraplenes o hundimiento de cimentaciones superficiales) (Bielza,1999).

Mechas drenantes

Los suelos blandos saturados, sometidos a cargas o precargas, han de expulsar agua para obtener la consistencia adecuada para ejecutar una determinada actuación. El agua circulará tratando de minimizar el camino drenante hacia los extremos más permeables y hacia los laterales del área precargada, pero es posible que dichos caminos de drenaje sean demasiado largos, requiriendo a su vez un tiempo superior al de la realización de la citada actuación. Es por ello, que surge la necesidad de minimizar dichos tiempos. Las mechas drenantes son drenes prefabricados que se hincan en el terreno y que permiten recoger el agua y conducirla, sin apenas pérdida de carga, hacia el exterior. Normalmente, el agua se recoge en una capa o tongadas libremente drenante, colocada en la base de la precarga.

Vibración profunda

Los suelos arenosos pueden compactarse mediante vibración, y por ello existen una serie de procedimientos de densificación mediante vibración profunda. Se pueden introducir en el terreno grandes vibradores para densificarlo (vibroflotación). Estos procedimientos dejan la parte superior del terreno poco compactada, por lo que suele ser necesario un tratamiento superficial de compactación, por lo general con rodillos vibrantes en superficie. De esta forma, se pueden alcanzar densidades relativas altas y resistencias a la penetración dinámica en el ensayo SPT del orden de $N=25$ o superiores. A su vez, el grado de densificación obtenido suele ser bastante homogéneo. Es importante añadir que, en ciertos casos, es posible mejorar el terreno de manera que se elimine la necesidad de ejecutar cimentaciones profundas tradicionales.

Compactación dinámica

La caída de pesas desde gran altura crea en la superficie de los suelos blandos huellas de dimensiones comparables a las de las propias pesas. De esta forma, el terreno queda densificado a su alrededor hasta cierta profundidad. Dicha compactación se obtiene a partir de sucesivas caídas de pesas en puntos de una malla preestablecida, proceso que será ejecutado durante varias repeticiones.

Inyecciones

Dentro de los diferentes métodos de tratamiento y mejora del terreno, las inyecciones cobran una gran importancia, sobre todo en obras hidráulicas y subterráneas. Sin embargo, no es frecuente utilizar esta técnica para mejorar los suelos blandos previamente al apoyo de cimentaciones en obras de carretera.

Con los tratamientos de inyección se pretende introducir en el terreno, a presión y caudal relativamente regulado, un nuevo material que consiga una mejora de las características resistentes de la zona tratada. Estas inyecciones requieren de la ejecución de sondeos que permitan alcanzar la zona a tratar. Las inyecciones más comunes son lechadas de cemento, con bentonita, arcilla u otros aditivos, así como, en algunos casos, inyecciones de productos químicos.

Inyecciones de alta presión (Jet-grouting)

El tratamiento del terreno se realiza de menor a mayor cota. La mezcla del material inyectado con el suelo blando puede conseguirse prácticamente a cualquier profundidad, introduciéndose una tubería provista de toberas por donde puede introducirse una lechada (Jet I o sistema de fluido único) y, además, en su caso, un dardo de agua o aire (Jet II o sistema de doble fluido); opcionalmente, si así se requiere podrá disponerse un chorro de aire o agua alrededor del dardo de agua o aire (Jet III o sistema de triple fluido). La velocidad de salida de la lechada, o la capacidad erosiva del dardo de agua, rompen el terreno hasta cierta distancia. El terreno desmoronado y fragmentado se mezcla con el aire, el agua y, sobre todo, con la lechada, quedando con una consistencia fluida que después se endurecerá. De tal forma, se obtiene un terreno más resistente y menos deformable.

Vibrocompactación

Bajo este nombre, se recogen varios métodos dinámicos de mejora y refuerzo del terreno en profundidad, basados en la compactación producida por vibraciones generadas con un equipo vibrador que se introduce en el suelo, aportando, en la mayoría de los casos, materiales adicionales para compensar la reducción de volumen provocada por la compactación.

Estos métodos de mejora por vibrocompactación permiten alcanzar, en mayor o menor medida, los siguientes objetivos:

- Aumento de la capacidad de carga del terreno
- Reducción de asentos
- Aceleración del proceso de consolidación (suelos cohesivos saturados)
- Aumento de la estabilidad frente al deslizamiento
- Disminución del riesgo de licuefacción (en el caso de arenas flojas)

Constituye un método de tratamiento de suelos blandos o flojos, como arcillas blandas a firmes, limos, arenas y gravas (Bielza, 1999).

Vibrocompactación

Esta técnica, es una particularidad de la vibrocompactación, destinado a suelo granulares flojos, que persigue alcanzar una densificación del terreno mediante la vibración del mismo más el aporte de arena o grava. (Bielza, 1999)

Vibrosustitución y vibrodesplazamiento

Estas son las técnicas más empleadas para ejecutar columnas de grava. Surgieron al tratar de aplicar el método de vibrocompactación a suelos cohesivos. (Castro, 2008) Dichas técnicas serán comentadas con mayor detalle en el apartado 1.1.2.

Una vez han sido brevemente expuestas y citadas las diferentes metodologías empleadas para la mejora y refuerzo del terreno, a modo comparativo se presenta mediante la Figura 1.2. según su uso y aplicación, tal y como recoge la Guía de Cimentaciones (Ministerio de Fomento, 2009)

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Si	Si	Si	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Si	Si	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Si	Si	Si	Si	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Si	No	No	Si	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Si Vibroflotación	Si Vibrosustitución	Si	Si	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Si	Si	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Si	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Si	Si	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Si	Si	Si	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Si	Si	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Si	Si	Si	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Si	Si	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Si	Si	No	Normalmente menos de 10 m

NOTA: La permeabilidad inicial del terreno que se requiere para poder impregnarlo, depende del producto inyectado:

Lechadas de cemento: $k_{\text{terreno}} > 10^{-2}$ cm/s
 Lechadas de microcemento: $k_{\text{terreno}} > 10^{-3}$ cm/s
 Geles y otros productos químicos: $k_{\text{terreno}} > 10^{-4}$ cm/s

Figura 1.2. Metodologías empleadas para mejora y refuerzo del terreno (Ministerio Fomento, 2009).

1.1.2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE COLUMNAS DE GRAVA

Tal y como se ha mencionado con anterioridad, las columnas de grava surgen al tratar de aplicar la vibrocompactación en suelos no granulares. Resulta necesario analizar en qué tipo de suelos es apropiado aplicar la vibrocompactación clásica, y en cuales se requerirá el empleo de columnas de grava. La elección del método a ejecutar se realizará teniendo en cuenta la granulometría del suelo a tratar. Para ello, se emplean curvas granulométricas; en este documento, se hace referencia a una de ellas (Figura 1.3) en la cual se distinguen tres zonas debidamente diferenciadas: la zona A, es apropiada para la densificación, sin embargo, puede presentar inconvenientes durante la fase de hincado del vibrador debida a la elevada presencia de gravas; la zona B, compuesta por arenas limpias, es la más apropiada para el método de vibrocompactación; la zona C, presenta una importante fracción de limos que hace que la vibración genere un hueco cilíndrico alrededor del vibrador que se mantiene estable temporalmente e impide la transmisión de la vibración hacia el exterior. En estos casos, se puede introducir material granular de aporte para el relleno del hueco y compactar la zona externa (Castro, 2008). La zona C es la frontera que determinará la aplicación de una metodología u otra, siendo en los suelos situados a la izquierda de dicha zona, en los que será recomendable el empleo de columnas de grava.

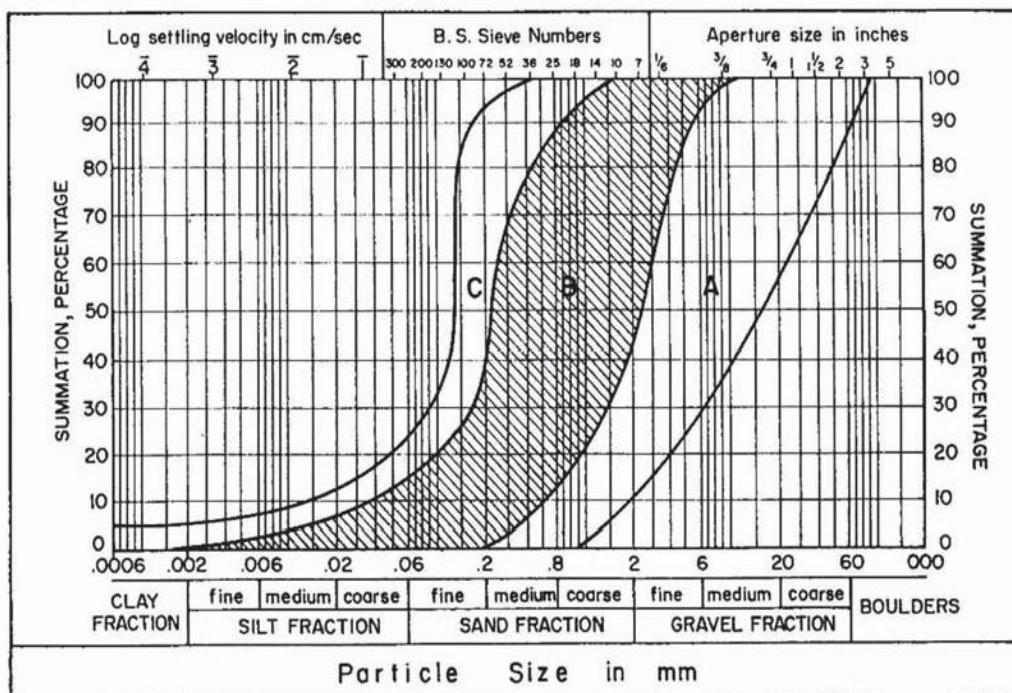


Figura 1.3. Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por vibrocompactación (Glover, 1992).

1.1.2.1. MÉTODO CONSTRUCTIVO Y CARACTERÍSTICAS

Como se ha mencionado anteriormente, las columnas de grava se encuentran dentro de los métodos de mejora y refuerzo del terreno realizados mediante compactación dinámica por vibración. Estos métodos son la vibroflotación o vibrocompactación clásica, el vibrodesplazamiento y la vibrosustitución. Estos dos últimos constituyen las técnicas más habituales en la ejecución de columnas de grava. Habitualmente, se les denomina como vía seca (“dry-way”) o vía húmeda (“wet-way”) respectivamente. En ambos métodos, un vibrador cilíndrico, el cual puede ser eléctrico o hidráulico, penetra en el suelo comprimiendo el mismo lateralmente y formando una perforación que posteriormente se rellenará con grava compactada por el propio vibrador.

El método constructivo en ambas metodologías es muy similar (Figura 1.4):

- 1) Penetración. El vibrador penetra en el terreno gracias al aporte de agua o aire comprimido en su caso. En el caso de vibrodesplazamiento, el aporte de aire comprimido es de vital importancia ya que de esa forma compensa los efectos generados por la succión.
- 2) Ensanchamiento del agujero debido al flujo del agua. El flujo de agua permite limpiar los finos del suelo tratado. En el caso de vibrosustitución, los finos limpiados previamente son sustituidos por grava, mientras que en el caso del vibrodesplazamiento, no se elimina el material, sino que simplemente se desplaza.
- 3) Aporte de grava. Una vez alcanzada la profundidad perseguida, se procede al aporte de grava en tongadas de 50 cm.
- 4) La grava agregada se compacta por vibración. Esta vibración provoca que la grava penetre en las paredes del terreno natural. En las zonas menos resistentes la grava penetrará más en el suelo, por el ello el diámetro de la columna variará con la altura, coincidiendo las capas más blandas, con los diámetros mayores.

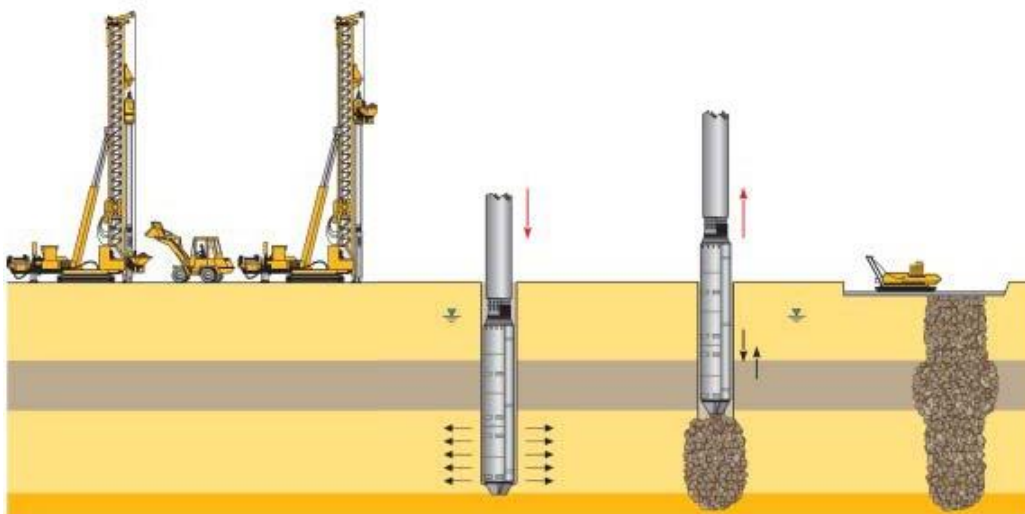


Figura 1.4. Esquema de construcción vía seca (Raju et al., 2004).

Algunas de las características más representativas de las columnas de grava son las siguientes:

- El rango de diámetros es de 0,5 m a 1,2 m, siendo el más común el de 0,7- 0,8 m para la vía seca. Los diámetros obtenidos por la vía húmeda son siempre mayores que los que se obtienen con la vía seca.
- Las profundidades habituales de las columnas están entre los 6 y 10 m. Aunque sea posible llegar a profundidades de 30 m, no es habitual, ya que deja de ser rentable.
- Es recomendable la construcción de una capa superficial de grava, denominada “blanket”, la cual contribuirá a expulsar el agua, homogeneizar los asientos y repartir las cargas.

1.1.3. APLICACIONES

En general, las funciones principales que un tratamiento de mejora o refuerzo del terreno mediante columnas de grava puede desempeñar, son las siguientes:

- Reducción de los asientos totales y diferenciales
- Aceleración del proceso de consolidación
- Aumento de la capacidad portante del terreno
- Aumento de la estabilidad frente a deslizamientos
- Reducción del riesgo frente a licuefacción del terreno

1.2. ANÁLISIS NUMÉRICOS

Resulta frecuente recurrir a los métodos numéricos para la resolución de los diversos problemas que se pueden presentar en la ingeniería. Generalmente, es debido a su gran potencia y a las aproximaciones que son capaces de obtener. Dentro de este grupo de herramientas, se encuentra el Método de Elementos Finitos y el Método de Diferencias Finitas, los cuales son empleados para resolver distintas situaciones y aproximar de una manera muy ajustada la solución real, esto en gran parte, debido a una discretización de malla muy fina y a un gran número de iteraciones.

En el ámbito de la Ingeniería Geotécnica, esta metodología ha supuesto un gran adelanto para la resolución de las situaciones a tratar, ya que permite introducir de manera sofisticada variables complejas a considerar en la situación a tratar, las cuales, anteriormente no eran consideradas por los métodos analíticos.

Antiguamente, el estudio de la mecánica de suelos tenía un carácter inminentemente empírico. Karl Von Terzaghi fue uno de los pioneros en el análisis analítico de problemas geotécnicos, e hizo uso de ecuaciones diferenciales para el análisis de las bases científicas y teóricas de muchos aspectos físicos involucrados en este tipo de problemas. Las aproximaciones

realizadas han proporcionado una solución a infinidad de situaciones prácticas de la ingeniería.

Actualmente, se trata de determinar soluciones reales a problemas que involucran medios no homogéneos, comportamientos no lineales de los materiales, condiciones locales de esfuerzos, variaciones temporales y espaciales de las propiedades de los materiales, geometrías arbitrarias, discontinuidades, y otras condiciones impuestas por el estado natural y las propiedades geológicas.

Dentro de los métodos numéricos a emplear, podemos diferenciar, a grandes rasgos, los siguientes:

- Método de Elementos finitos. "Finite Element Method" (FEM)
- Diferencias finitas. "Finite differences"
- Volúmenes finitos. "Finite Volume Method"
- Elementos discretos. "Discrete Element Method" (DEM)
- Elementos de contorno. "Boundary Element Method" (BEM)
- Métodos sin malla. "Meshless Methods"

Tal y como se ha comentado con anterioridad, el Método de Elementos Finitos y el Método de Diferencias Finitas son los más aplicados en el ámbito de la ingeniería del terreno, ya que permiten resolver la ecuación diferencial que gobierna el problema tensión-deformación en un sólido la cual surge de imponer: las ecuaciones de equilibrio, constitutivas y de compatibilidad de deformaciones. Su fundamento es sencillo, consiste en agrupar en pequeños elementos, todos los elementos de un problema complejo, de tal forma que se obtiene una malla de elementos, en la cual los pequeños conjuntos representan el conjunto total; a esto, se le denomina discretización. Dada su importancia y debido a que para la ejecución de este proyecto se han empleado herramientas computacionales que se fundamentan en él, se realizará una descripción del Método de los Elementos Finitos en el subcapítulo 1.2.1.

1.2.1. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

La primera notación formal se le atribuye al matemático alemán Richard Courant, alrededor del año 1940, el cual propuso funciones polinómicas para resolver situaciones elásticas en regiones triangulares. Independientemente de esto, no fue hasta la década de los años 60, cuando se empleó como herramienta para la resolución de problemas de la ingeniería estructural aplicada al campo aeroespacial.

El Método de Elementos Finitos, tal y como es conocido actualmente, fue presentado por Turner, M.J., Clough, R.W., Martin, H.C. y Topp, L.J. en el año 1956, quienes aplicaron esta metodología a barras y placas triangulares con cargas en su plano.

Sin embargo, la primera publicación sobre la aplicación del método en el ámbito de la Ingeniería del terreno, se realizó en el año 1966. Dicha publicación,

consistió en el análisis de esfuerzos y deformaciones en tanques de tierra y túneles en roca, lo que demostró la gran utilidad del método en problemas de este tipo, ya que permitía definir condiciones de contorno complejas, así como el análisis de terrenos heterogéneos. Debido a los resultados satisfactorios del método aplicado a la situación de estudio, a partir de ese momento se han realizado numerosos proyectos basados en el Método de Elementos Finitos, lo que ha producido un crecimiento tanto en la parte teórica como en el desarrollo de aplicaciones prácticas, llegando a ser actualmente una de las herramientas de análisis para el desarrollo de proyectos que requieren cálculos y soluciones más sofisticadas.

Comparando la aplicación del Método de Elementos Finitos en las distintas áreas de la ingeniería con la ingeniería del terreno, se puede observar que en el caso que nos ocupa, el desarrollo de una metodología óptima ha requerido más tiempo para desarrollarse completamente. Esto es debido a que resulta complejo modelar distintas variables asociadas a diversos parámetros del terreno.

Los principales inconvenientes que surgen para analizar correctamente los parámetros mencionados son los siguientes:

- La variabilidad espacial de las propiedades del terreno depende principalmente de la historia geológica del mismo, así como en su caso, del proceso constructivo llevado a cabo para su formación. La evaluación de esta variabilidad está condicionada por la información que se obtenga durante el proceso de prospección del mismo.
- La existencia de errores aleatorios y sistemáticos. Los errores aleatorios se llevan a cabo durante los ensayos realizados en el laboratorio. Los errores sistemáticos se deben a sesgos en las mediciones, debido por ejemplo al uso de correlaciones aproximadas entre diversas propiedades físicas y mecánicas del terreno.

Una de las ventajas fundamentales del método de Elementos Finitos con respecto a metodologías analíticas clásicas, es que permite modelar el terreno como un medio completamente heterogéneo, con comportamientos no lineales y geometrías complejas, mientras que, en los otros casos, se consideraba como un medio homogéneo.

A continuación, se realizará una explicación de la metodología a seguir para llevar a cabo el método.

DISCRETIZACION

Constituye el primer paso; consiste en dividir el conjunto, en un conjunto de subelementos, los cuales estarán interconectados mediante nodos. Dicho de otra forma, consiste en dividir el elemento, en elementos más pequeños, los cuales en su totalidad representarán al elemento de estudio (Figura 1.5.). Lo más lógico es que la geometría que formen los nodos sea lo más sencilla posible. En

estudios en dos dimensiones, es habitual que la forma configurada por los nodos sea de triángulos o cuadriláteros; sin embargo, en casos de tres dimensiones, es frecuente que los subelementos sean cubos o tetraedros. Esta fase permite transformar un medio continuo con infinitos grados de libertad a un sistema con grados de libertad finitos y cuyo comportamiento es modelado por un sistema de ecuaciones lineales o no lineales.

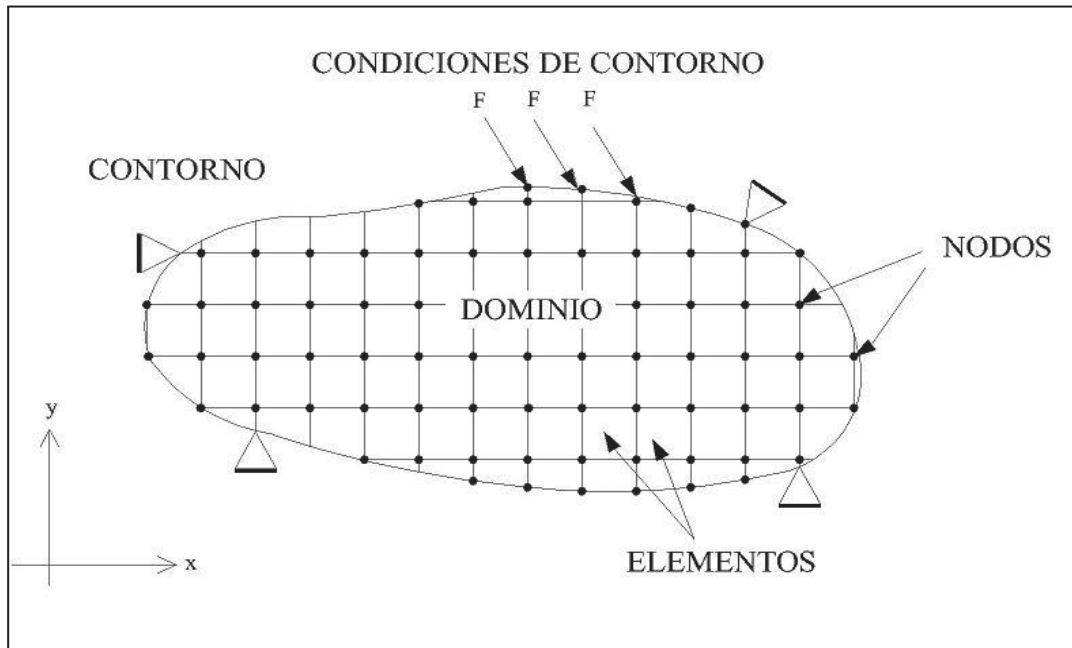


Figura 1.5. Discretización de medios continuos (Suazo, 2009).

Tal y como se observa en la Figura 1.5., en una discretización de un medio continuo se distinguen los siguientes elementos:

- Dominio o Espacio continuo: Es el correspondiente al espacio geométrico sobre el cual se desea aplicar el método.
- Condiciones de contorno: Correspondientes a variables conocidas, las cuales a su vez limitarán al dominio, pudiendo ser: cargas, desplazamientos, temperaturas, condiciones de flujo...
- Las incógnitas son las variables del sistema total (dominio + condiciones de contorno) que se desean conocer.

El Método de Elementos Finitos trata y analiza cada elemento por separado asignándole una propiedad física o constitutiva sobre la cual se formulan las diversas ecuaciones. A continuación, los elementos son combinados para obtener ecuaciones para el sistema total; para este proceso, se deben tener en cuenta ecuaciones de compatibilidad. La forma geométrica de los elementos finitos dependerá del tipo de problema que se analice; como se ha comentado anteriormente, para un problema bidimensional se utilizan habitualmente triángulos y cuadriláteros, mientras que en un problema tridimensional los elementos más empleados son tetraedros o cubos.

En el campo geotécnico, la mayoría de los problemas que actualmente se resuelven con elementos finitos, utilizan como producto de su discretización elementos tipo cuadrilátero y triangular asumiendo funciones de aproximación o interpolación entre nodos. Estos nodos no siempre se ubican necesariamente en el borde del elemento, sino que también pueden ubicarse dentro de él. Para problemas planos o asimétricos, se utilizan elementos triangulares de 4, 8 o 15 nodos como elementos básicos para modelar las capas del suelo y otros dominios bidimensionales.

FUNCIONES DE APROXIMACIÓN

Constituye el segundo paso del método. Se basa, fundamentalmente en tratar de elegir una aproximación a la solución del problema en cuestión. Esta aproximación, habitualmente, es expresada a partir de funciones polinómicas con las cuales se realizarán interpolaciones entre los nodos. La función más simple corresponde a un polinomio de primer grado o una función lineal, la cual como se ha mencionado con anterioridad se le aplica a triángulos o cuadriláteros. Por ejemplo, para el siguiente problema de desplazamientos entre dos puntos, los cuales son nodos, es posible asociar una función polinómica del siguiente tipo: (Desai et al., 1977)

$$u = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2$$

Donde α_i , representa una constante de amplitud de desplazamiento, siendo x e y las coordenadas del plano cartesiano. Lógicamente, cuanto mayor sea el grado del polinomio de aproximación, mayor será la precisión de la solución. Normalmente, y para problemas más complejos, esto se realiza con métodos matriciales. Las funciones de interpolación, por lo general, utilizan un sistema local, un sistema natural o un sistema global de coordenadas para los elementos. Un sistema local representa a un elemento específico, mientras que el sistema global representa al conjunto completo. Por otro lado, el sistema natural de coordenadas permite la definición de elementos de orden superior.

DETERMINACIÓN DE MATRICES LOCALES

Cada elemento obtenido de la discretización, es un elemento finito del cual debemos caracterizar su comportamiento. Para caracterizar dicho comportamiento, se requieren matrices locales, las cuales se determinarán a partir de métodos y leyes. La forma general de las ecuaciones de dichas matrices está definida por la siguiente relación:

$$[K]\{q\}=\{Q\}$$

donde:

- $[K]$, para el caso del problema de desplazamiento, representa la matriz de rigidez del sistema.
- $\{Q\}$ es el vector de fuerzas nodales
- $\{q\}$ es el vector de desplazamientos

ENSAMBLAJE DE MATRÍZ DE RIGIDEZ Y ECUACIONES GLOBALES

Una vez obtenida la matriz de rigidez local para un elemento cualquiera, se debe determinar la matriz de rigidez total del sistema, con la finalidad de determinar las condiciones globales de los desplazamientos; esto requiere ensamblar completamente las matrices locales. El método consiste en sumar, una a una, cada matriz de rigidez local, considerando las coordenadas globales del sistema y satisfaciendo la compatibilidad de desplazamientos y equilibrio en puntos nodales adyacentes. A su vez, para ensamblar los elementos, es necesario transformar las coordenadas locales a las coordenadas globales del sistema. En el caso de escoger sistemas locales coincidentes con los sistemas globales, no se requiere emplear una matriz de transformación. Una vez se haya hecho la transformación de las matrices de rigidez de cada elemento a coordenadas globales, se procede a ensamblar todas las matrices y así obtener una sola matriz de rigidez total. Para obtener la matriz de rigidez total, el método más empleado es el “Método directo” el cual consiste, fundamentalmente, en agregar directamente la matriz de rigidez individual en su correcta posición en la matriz de rigidez total, de acuerdo a la correspondencia exacta entre los números de los nodos del elemento y los del conjunto de elementos que forman el sistema completo.

El mismo método es empleado para obtener el vector de cargas total a partir del vector de cargas del elemento. A su vez, el vector de desplazamientos nodales total es simplemente el vector de desplazamientos de todos los nodos, en orden de numeración nodal. De esta forma, la ecuación global de desplazamientos queda definida de la siguiente forma:

$$[K]\{u\}=\{F\}$$

donde:

- $[K]$, representa la matriz de rigidez global
- $\{u\}$, representa el vector de desplazamientos global
- $\{F\}$, está asociado al vector de fuerzas global

ECUACIONES SECUNDARIAS O ADICIONALES

En la situación analizada anteriormente, los desplazamientos constituían las incógnitas principales. Por otro lado, las incógnitas asociadas a los esfuerzos y las deformaciones son clasificadas como incógnitas secundarias y se obtienen a partir de las soluciones de las incógnitas principales. Resultan de gran importancia tanto las incógnitas principales como las secundarias, por lo tanto, se incluyen (Tabla 1.3) cuales se encuadran en un tipo y cuales hacen referencia al otro en el ámbito de la ingeniería.

En el caso de la Ingeniería del terreno, el objetivo que se persigue con la aplicación del Método de Elementos Finitos es modelar situaciones que

contengan un gran número de variables y de esta forma, obtener un resultado que se corresponda con la situación real a estudiar.

Tabla 1.3. Situaciones e incógnitas principales y secundarias.

Situación	Incógnita Principal	Incógnita Secundaria
Esfuerzo-Deformación Cimentaciones Terraplenes Pavimentos Estructuras subterráneas	Desplazamientos	Esfuerzos Aceleraciones Deformaciones Velocidades
Flujo	Potencial de flujo	Velocidades Caudales
Consolidación y Licuefacción	Desplazamientos y presión de agua en poros	Deformaciones Esfuerzos Caudales de flujo

1.2.1. MODELOS CONSTITUTIVOS

Una vez definido el fundamento del método en el cual se sustentarán los modelos numéricos empleados para el análisis del caso de estudio, se hará referencia a los modelos constitutivos que empleará la herramienta computacional para el cálculo del mismo.

Los modelos de comportamiento son empleados para predecir la respuesta que experimentará un determinado material, en el caso que nos ocupa, el terreno, para un estado de cargas dado, ya sea debido a una nueva construcción o diferido en el tiempo por la ejecución de la misma. Para el planteamiento de los diferentes modelos, se deberá llevar a cabo la siguiente metodología:

- Observar la respuesta del suelo, mediante ensayos de laboratorio o inspecciones realizadas in-situ. Estos ensayos consisten en sistemas de carga básicos.
- Interpretar dicho comportamiento mediante modelos constitutivos, obteniendo los parámetros correspondientes.
- Predecir, frente a una determinada actuación o situación, la respuesta que experimentará el terreno, mediante los modelos de comportamiento obtenidos.

El comportamiento mecánico del terreno puede ser modelado con diferentes grados de precisión. La ley de Hooke y la elasticidad lineal en medios isótropos son la relación de tensión-deformación más básica existente, ya que simplemente trata dos parámetros de entrada, el módulo de Young y el coeficiente de Poisson. Dicho modelo es el empleado en la mayoría de las

soluciones analíticas y puede ser considerado como una primera aproximación. No obstante, definir el comportamiento real que experimentará y que presentará un determinado material resulta mucho más complejo.

La herramienta computacional que se empleará para la resolución de la situación de estudio es el Software Plaxis, tanto en su versión 2D como su versión 3D. Dicho Software goza de diversos modelos de comportamiento del terreno, entre los que se encuentran los siguientes:

- Modelo Elasto-plástico (Criterio Mohr-Coulomb)
- Modelo Soft Soil
- Modelo Hardening Soil

Nótese que el Modelo Mohr-Coulomb es el nombre que el software le asigna a un modelo elasto-plástico, elástico lineal y perfectamente plástico, sin rigidizar, aplicando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, entendiéndose rotura como plastificación, y con una ley de flujo no asociada.

Para la resolución de la situación planteada, se empleará un modelo elasto-plástico (Mohr-Coulomb) y con el fin de obtener aproximaciones más precisas, se hará uso, a su vez, del modelo de comportamiento Hardening-Soil, el cual es un modelo con rigidización por deformaciones plásticas del terreno que abandona las simplificaciones y condicionantes impuestas por el modelo elástico-lineal.

1.2.1.1. MODELO ELASTO-LINEAL PLÁSTICO PERFECTO (MOHR-COULOMB)

El modelo Mohr-Coulomb define un comportamiento elasto-plástico perfecto; esto implica que si se aplica una cierta tensión, se obtendrá una respuesta en forma de deformación asociada a dicha tensión; una vez cese la aplicación del esfuerzo, el material recuperará la deformación que ha experimentado volviendo a su estado inicial; sin embargo, este fenómeno solo se produce cuando la tensión aplicada sea inferior al límite de plastificación del material; es decir, siempre y cuando se encuentre dentro del régimen elástico-lineal. Si la tensión aplicada supera el límite de plastificación, la deformación que experimenta el material, pasará de ser inminentemente elástica a tener una componente plástica, la cual, a su vez, no será recuperada y comenzará a producirse la plastificación (Figura 1.6).

Por otro lado, hablar de rotura de un suelo carece de sentido ya que los criterios de rotura del terreno están asociados a fallos que puedan producirse en el conjunto estructura cimiento producidos por un comportamiento inadecuado del terreno; por lo tanto, resulta preciso determinar cuando el terreno tiene un comportamiento inadecuado, ya sea por no resultar demasiado competente o porque llegue a alcanzar la plastificación (Figura 1.7).

- Deformaciones elásticas y plásticas

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon^e + \Delta \varepsilon^p \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta \varepsilon_{ij}^e = C_{ijlm}^e \cdot \Delta \sigma_{lm} \\ \Delta \varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \end{array} \right.$$

Figura 1.6. Deformaciones elásticas y plásticas. Modelos elasto-plásticos (Castro, 2017).

- Dominio elástico

$$\Delta \varepsilon_{ij} = C_{ijlm}^e \cdot \Delta \sigma_{lm}$$

$$\Delta \sigma_{ij} = D_{ijlm}^e \cdot \Delta \varepsilon_{lm}$$

- Criterio de plastificación

$$f(\sigma_{ij}, \eta_k) = 0$$

Ej.: $f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi - c \cdot \cos \phi = 0$

$$f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c_u = 0$$

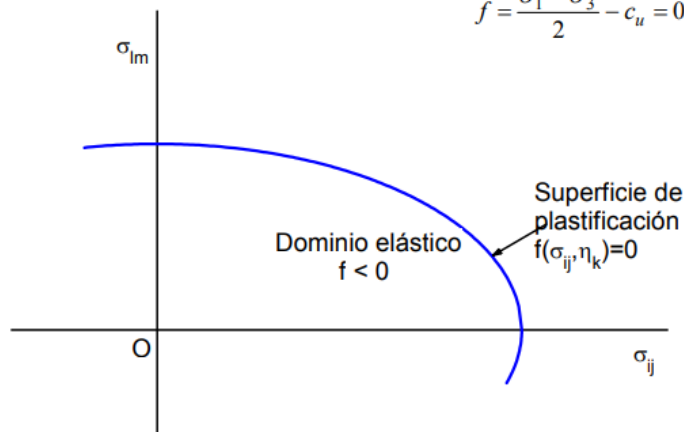


Figura 1.7. Criterio de plastificación. Modelos elasto-plásticos (Castro, 2017).

La determinación, de los puntos a partir de los cuales un determinado material comienza a plastificar se lleva a cabo mediante una serie de criterios, entre los cuales, con carácter general y para cualquier medio continuo, pueden encontrarse los siguientes:

- Criterio de Rankine-Lamé
- Criterio de Saint Venant-Poncelet
- Criterio Tensión tangencial máxima (Criterio de Tresca)
- Criterio de Beltrami-Haigh
- Criterio Tensión tangencial octaédrica (Criterio de Von Mises)
- Criterio de Mohr-Coulomb

Siendo, a su vez, los más empleados en el ámbito de la ingeniería del terreno:

- Criterio Tensión tangencial máxima (Criterio de Tresca)
- Criterio Tensión tangencial octaédrica (Criterio de Von Mises)
- Criterio de Mohr-Coulomb
- Criterio de Drucker-Prager

Tal y como se ha comentado con anterioridad el criterio que se llevará a cabo para caracterizar el presente estudio será el criterio de Mohr-Coulomb. El modelo de Mohr-Coulomb es la extensión de la expresión de rozamiento de Coulomb a un estado de tensiones generalizado. El criterio de plastificación de Coulomb consiste en seis funciones de plastificación en tensiones principales que dan como resultado un cono de base hexagonal. Los parámetros del terreno necesarios para la aplicación del modelo de Mohr-Coulomb son cinco, pudiéndose obtener los dos relativos a la plastificación (Figura 1.8) en el plano de Mohr, siendo los mismos el ángulo de rozamiento interno y la cohesión del material. Teniendo en cuenta que este estudio se ha realizado sobre un terreno constituido por diversas capas de arcilla, la situación crítica se produce a corto plazo, por lo que ha de tenerse en cuenta que, el ángulo de rozamiento interno es igual a cero, y la cohesión ha de ser igual a la resistencia al corte sin drenaje.

Para este criterio, los parámetros necesarios para definir el comportamiento del terreno son los siguientes:

- Ángulo de rozamiento interno, ϕ
- Cohesión, c
- Módulo de elasticidad, E
- Módulo de Poisson, ν
- Ángulo de Dilatancia, Ψ

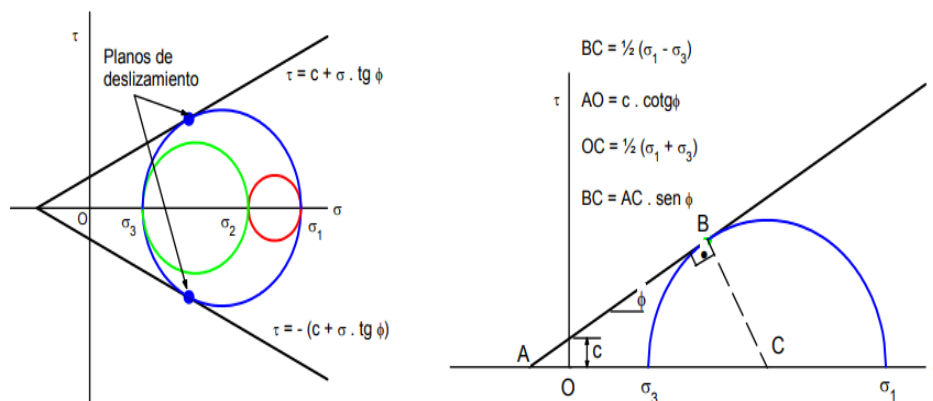


Figura 1.8. Parámetros del criterio Mohr-Coulomb en el plano de Mohr (Castro, 2017).

1.2.1.2. MODELO HARDENING SOIL

El modelo Hardening soil define un comportamiento elasto-plástico con rigidización; esto, a su vez, implica una clara diferencia con un modelo elástico lineal plástico perfecto, ya que la superficie de plastificación no permanece fija en el plano de tensiones principales, debido a las deformaciones plásticas que puedan producirse.

Por otro lado, el modelo Hardening Soil incluye dos tipos diferenciados de rigidización; siendo una de ellas la rigidización por cortante y la otra la rigidización por compresión. La rigidización por cortante se emplea para deformaciones irreversibles debidas a la primera tensión desviadora. A su vez, el endurecimiento de compresión se usa para deformaciones plásticas irreversibles producidas por la primera compresión noval en tensiones edométricas.

Cuando el terreno se somete a una tensión desviadora, experimenta un decremento de la rigidez y en consecuencia se producen deformaciones plásticas irreversibles. En el caso de un ensayo triaxial con drenaje, la relación existente entre la deformación axial y la tensión desviadora mencionada con anterioridad, se aproxima a una cónica de carácter hiperbólico (Figura 1.9). Dicha relación fue formulada en primer lugar por Kondner en 1963, y posteriormente, fue empleada en el modelo hiperbólico de Duncan & Chang en 1970. No obstante, el modelo Hardening Soil implica una mejora respecto a los modelos anteriormente mencionados, ya que se basa en la teoría de la plasticidad, tiene en cuenta el ángulo de dilatancia del terreno y considera un límite de rotura.

El criterio de rotura que incorpora el modelo Hardening Soil, se rige por la dependencia que existe entre la tensión y la rigidez del terreno (Brinkgreve et al., 2018).

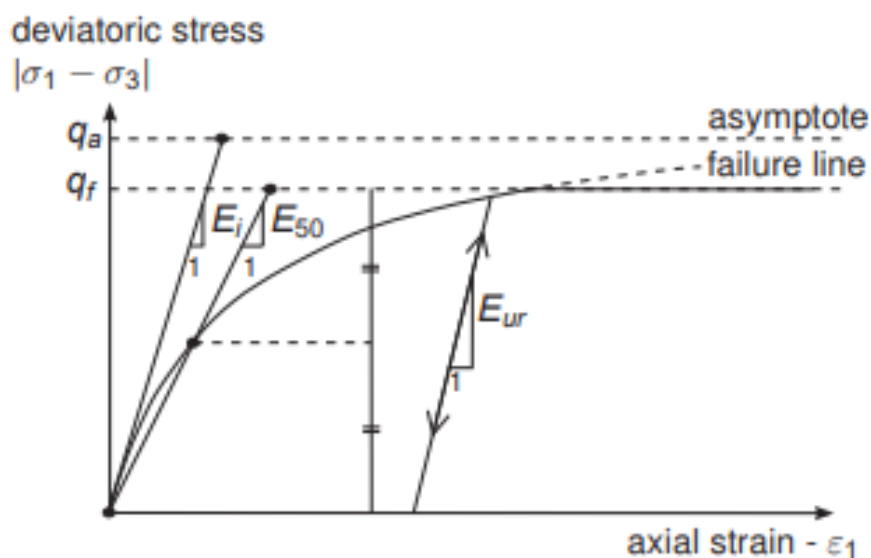


Figura 1.9. Relación hiperbólica entre tensión y deformación para un ensayo triaxial con drenaje (Brinkgreve et al., 2018).

Por otro lado, a diferencia del modelo Mohr-Coulomb, el modelo Hardening Soil precisa de once parámetros de entrada; pudiendo clasificarlos en parámetros asociados a la resistencia del terreno, parámetros asociados a la rigidez del mismo, y una serie de parámetros de carácter avanzado:

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

- Angulo de rozamiento interno, ϕ
- Cohesión, c
- Ángulo de Dilatancia, ψ

PARÁMETROS DE RIGIDEZ

- Rigidez secante de ensayos triaxiales, E_{50}^{ref} (Figura 1.9)
- Rigidez tangente de cargas edométricas, E_{oed}^{ref}
- Rigidez en descarga-recarga, E_{ur}^{ref} (Figura 1.9)
- Dependencia exponencial entre tensión y rigidez, m

PARÁMETROS DE CARÁCTER AVANZADO

- Coeficiente de Poisson en descarga-recarga, ν^{ur}
- Tensión de referencia, p^{ref}
- Coeficiente empuje al reposo, K_0^{nc}
- Relación entre q_f y q_a , R_f (Figura 1.9)

Análogamente, es posible introducir una serie de parámetros alternativos a los parámetros de rigidez, siendo los mismos parámetros obtenidos mediante ensayos edométricos.

PARÁMETROS ALTERNATIVOS A LOS PARÁMETROS DE RIGIDEZ

- Índice de compresión, C_c , necesario para obtener E_{oed}^{ref}
- Índice de entumecimiento, C_s , necesario para obtener E_{ur}^{ref}
- Índice de huecos inicial, e_{init} , necesario para obtener E_{oed}^{ref} y E_{ur}^{ref}

A su vez, es importante señalar que para la situación de cálculo se ha considerado un valor de $m=1$ y además se verifica: $E_{ur}^{ref} = 1,25E_{oed}^{ref}$

1.3. SOLUCIONES ANALÍTICAS

Tal y como se ha mencionado con anterioridad, las soluciones analíticas constituyen la forma clásica de cálculo que se sigue para determinar el comportamiento del terreno, así como la influencia que tendrán los elementos de nueva construcción, o la respuesta de los ya existentes, sobre el mismo. La principal diferencia frente a los métodos numéricos reside en que los métodos numéricos son capaces de modelar con mayor precisión el comportamiento que experimentará el terreno, obteniendo respuestas que se ajustan a la realidad de una forma más precisa. Tanto las soluciones analíticas, como los métodos numéricos suponen un método de cálculo aceptado, con los que se obtienen respuestas similares, siendo este último un método más sofisticado; dicha afirmación, se sustenta en que la experiencia demuestra que las soluciones analíticas modelan de manera suficiente las respuestas del terreno en cuestión. En comparación con los resultados obtenidos mediante simulación numérica en el Capítulo 3 de este trabajo de fin de grado se ha obtenido, en el Capítulo 4 del mismo, una solución analítica del caso de estudio. Para ello, tal y como se describe con mayor detalle en el capítulo correspondiente, dicha solución se ha obtenido en primer lugar mediante la fórmula elástica que propone la Guía de Cimentaciones (Ministerio de Fomento, 2009) para una zapata rígida, tomando un módulo de elasticidad equivalente del terreno, correspondiente a la zona de influencia definida por el bulbo de tensiones. Por otro lado, se ha procedido al cálculo a partir de distribuciones piramidales del terreno, obteniendo el asiento que se produce en cada una de las capas, resultando el asiento que se produce a corto plazo, la suma de los asientos de cada una de las mismas.

CAPÍTULO 2. CASO DE ESTUDIO

Este capítulo recoge las pruebas ejecutadas “in situ” y la caracterización geotécnica del terreno para el estudio de los asentos que se producen bajo zapatas cuadradas sobre estratos arcillosos, reforzados mediante columnas de grava. El caso de estudio ha sido tomado de la tesis doctoral de A. Stuedlein (2008), ya que se trata de un caso muy bien documentado, con buenas medidas de campo y caracterización del terreno, y debido a que el Grupo de Geotecnia de la UC colabora con el profesor Stuedlein en el análisis y la interpretación del mismo.

La zona de análisis (Figura 2.1), situada en las inmediaciones de la ejecución de una ampliación de la carretera Interestatal 10 en Baytown, Texas, aproximadamente a 50 km al este de Houston, ha sido escogida ya que presenta unas condiciones adecuadas para el estudio de dicho fenómeno. Baytown, se encuentra al norte de la Bahía de San Jacinto, la cual es parte del río de San Jacinto, que a su vez drena hacia el Lago Houston, el cual desemboca en la gran Bahía de Galveston.

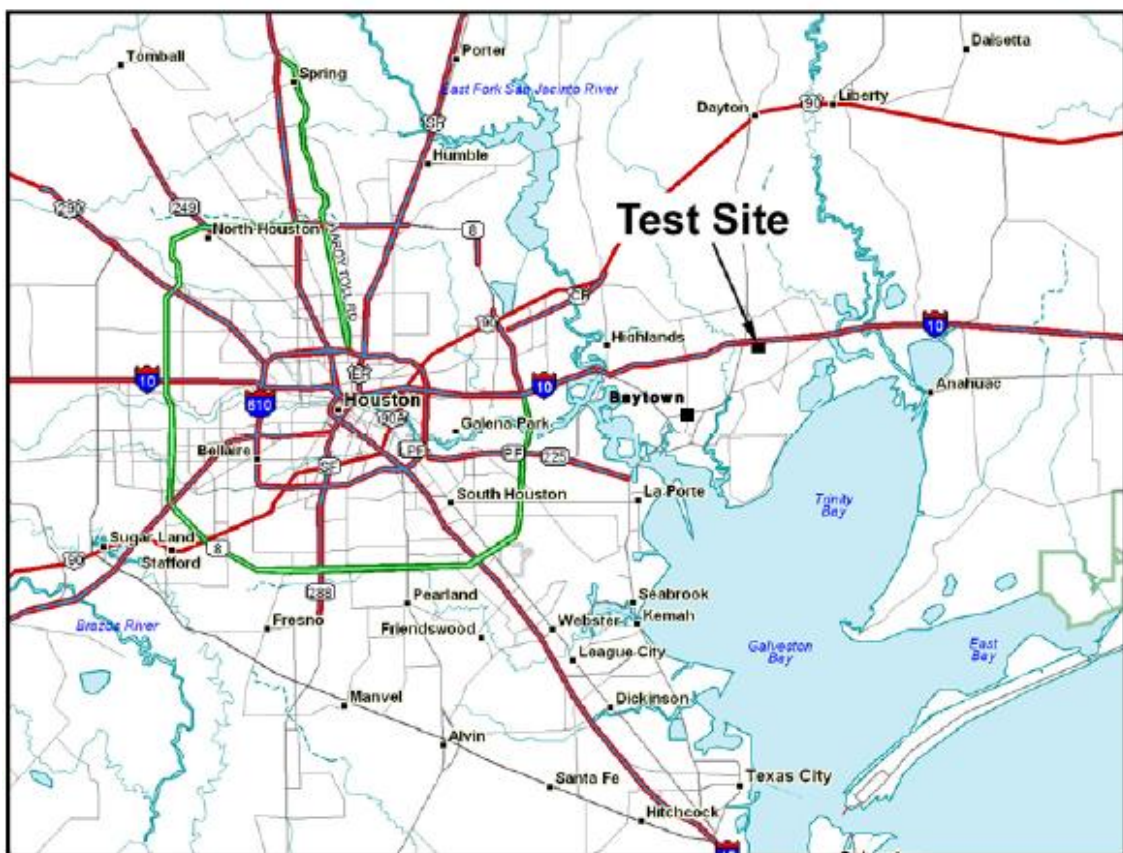


Figura 2.1. Situación de referencia para el caso de estudio (Stuedlein et al., 2008).

2.1. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La zona de estudio se encuentra dentro de la llanura costera cuaternaria de Texas. Esta llanura, forma un cinturón de entre aproximadamente 110 a 150 km de ancho, siendo a su vez paralela a la costa del Golfo de Méjico (Bernard et al., 1962). Dicha llanura es en su mayor parte de forma plana, sin embargo, se debe hacer referencia a algunas excepciones ocasionadas por los ríos cercanos, tales como el Río Trinity y el Río San Jacinto, los que forman los límites naturales, tanto en el este como en el oeste de Baytown, los cuales tal y como se ha mencionada con anterioridad, drenan en la Bahía de Galveston (Figura 2.2).

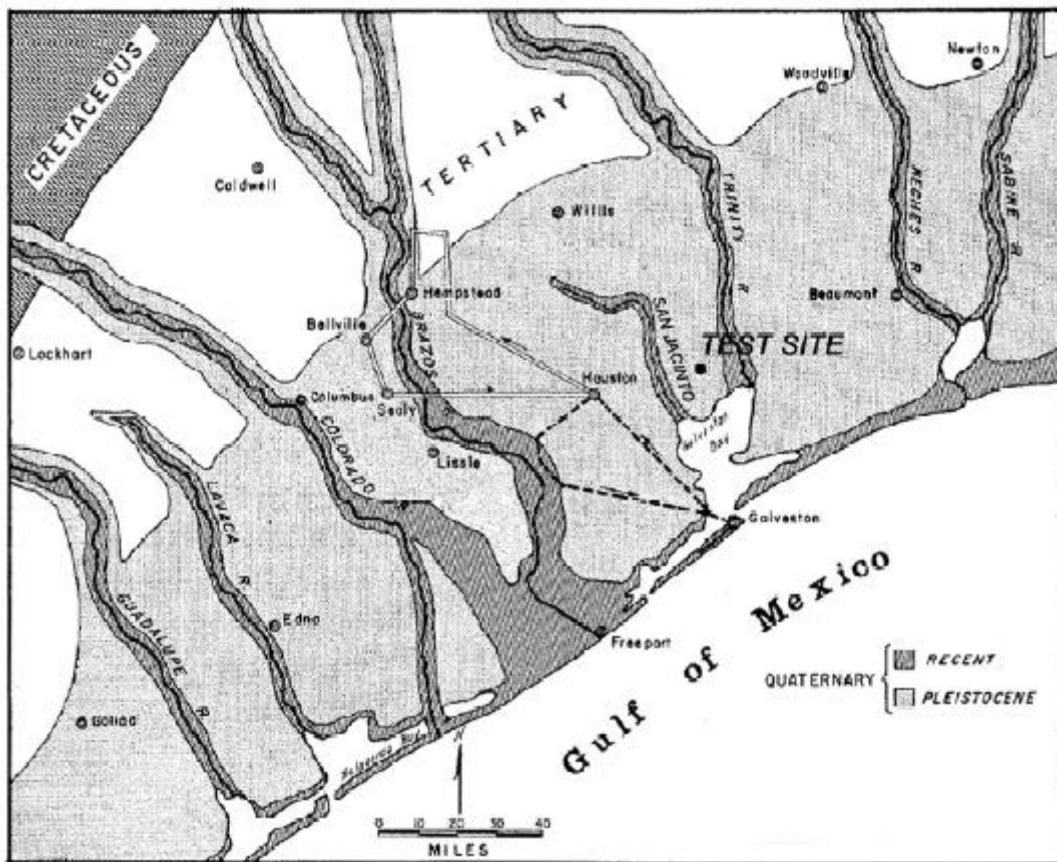


Figura 2.2. Llanura cuaternaria del sur de Texas (Bernard et al., 1962).

La zona de estudio fue analizada mediante una combinación de ensayos ejecutados "in situ" y pruebas realizadas en el laboratorio. El plan de prospección y caracterización del terreno incluyó nueve ensayos de penetración estática con medida de las presiones intersticiales, CPTU, mediante un piezocono, y cinco sondeos extendidos a toda la superficie de análisis, equivalente a 420 m² (Figura 2.3.). De todos los ensayos realizados, el ensayo CPTU ejecutado bajo la zapata G3 (Figura 2.4.) presentó unos resultados muy representativos de la disposición y características del terreno (Figura 2.4.), los cuales han sido tomados para definir una discretización coherente del terreno y determinar las características

del mismo en este trabajo de fin de grado. Por otro lado, se realizaron ensayos triaxiales consolidados con drenaje, CD, sobre la grava que posteriormente configuraría las columnas que serían ejecutadas bajo las zapatas.

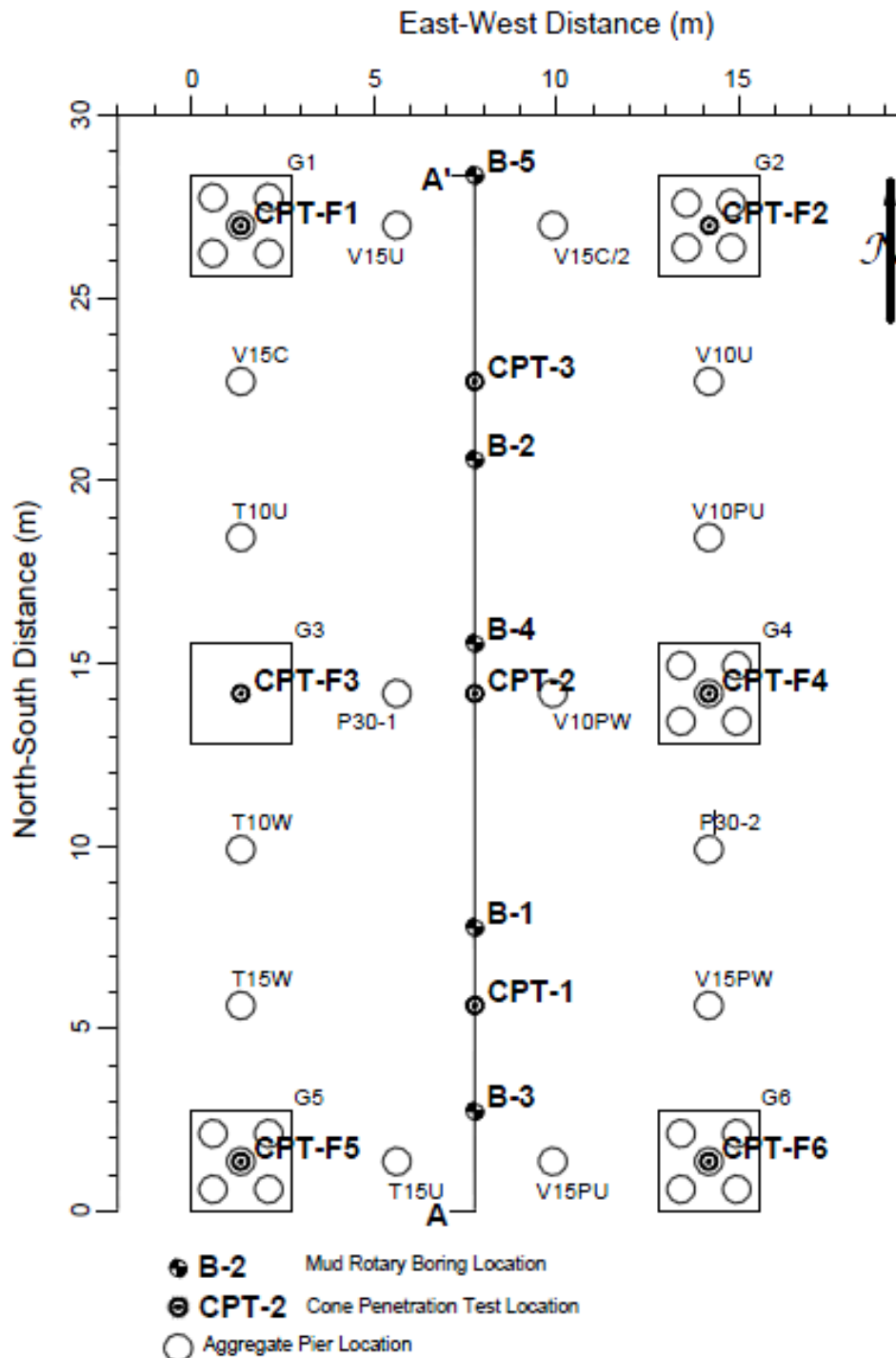


Figura 2.3. Situación de los ensayos de caracterización del terreno ejecutados “in situ” en la zona de estudio (Stuedlein et al., 2008).

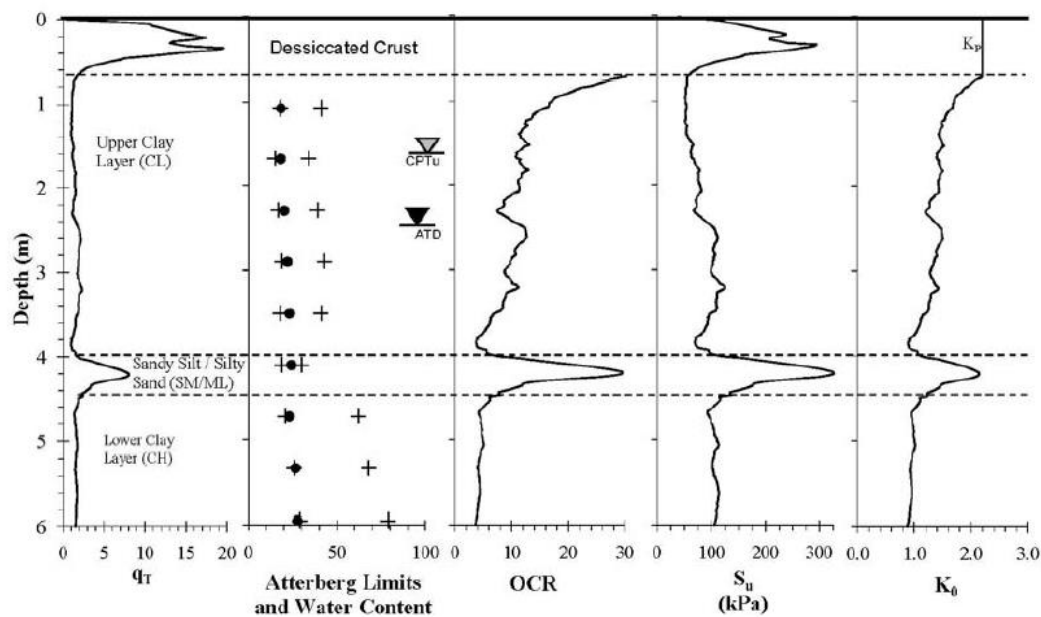


Figura 2.4. Ensayo CPTU. Disposición y características del terreno bajo la zapata G3 (Stuedlein et al., 2008).

A través de los resultados obtenidos mediante los ensayos, se observó un terreno, en su mayoría de carácter arcilloso y con un alto grado de sobreconsolidación, cuya presencia es muy característica en las proximidades de Beaumont, Texas. El terreno presenta una corteza de arcilla (“Dessicated Crust”) que se extiende desde la superficie hasta una profundidad de 0,66 m (Figura 2.4.). A continuación, se presenta una capa de unos 3,4 m, húmeda, ligeramente arenosa y compuesta generalmente por arcillas limosas (“Upper Clay” (CL)). Bajo la misma, descansa una capa de 0,45 m de espesor (Figura 2.4.) formada principalmente por arenas de carácter limoso (“Sandy Silt/Silty Sand” (SM/ML)). Finalmente, existe una capa de aproximadamente 2,2 m constituida por arcillas de alta plasticidad (“Lower Clay” (CH)), (Figura 2.4.). El nivel freático (“Ground Water Level”) se sitúa a una profundidad de 2,4 m; sin embargo, teniendo en cuenta que se trata de un terreno de carácter inminentemente arcilloso y la aplicación de las cargas es relativamente rápida, la situación crítica se produce a corto plazo, por lo tanto, para la situación de estudio, la presencia del nivel freático no es considerada, ya que las tensiones tomadas para el cálculo son tensiones totales, a diferencia de la situación a largo plazo, la cual es analizada en tensiones efectivas.

Considerando los resultados obtenidos mediante los ensayos de caracterización geotécnica, dado que el terreno está prácticamente compuesto en su totalidad por arcillas, para el desarrollo de este trabajo de fin de grado, se ha decidido realizar una simplificación respecto a la caracterización anterior, asumiendo, que la zapata G3 descansa sobre un terreno completamente arcilloso, el cual, se discretizará en diferentes capas de arcilla (Tabla 2.1.), de diferentes

profundidades, con diferentes características asociadas a la naturaleza de las mismas, y distintos parámetros de deformacionales y resistentes (Tabla 2.2.). De esta manera, no se considera la capa de 0,45 m de espesor de arenas de carácter limoso. A su vez, se asume que la discretización tomada bajo la zapata G3, así como la caracterización geotécnica, resulta lo suficientemente representativa como para extrapolarla al terreno que se encuentra bajo el resto de zapatas objeto de este estudio.

Tabla 2.1. Discretización para la caracterización geotécnica del terreno de estudio.

Caracterización Geotécnica del terreno	Capa	Discretización del material	Profundidad (m)
	1	Dessicated Crust	0-0,6
	2	Upper Clay Layer (CL)	0,6-1,2
	3	Upper Clay Layer (CL)	1,2-3,25
	4	Upper Clay Layer (CL)	3,25-3,8
	5	Lower Clay Layer (CH)	3,8-6

Tabla 2.2. Parámetros resistentes y deformacionales de las capas arcillosas empleadas en la discretización.

Capa	1 (CL)	2 (CL)	3 (CL)	4 (CL)	5 (CH)
K_0	2,77	1,9	1,37	1,63	1
OCR	23,36	11,48	9,33	17,27	5,04
C_u (kPa)	170	61,49	91,3	180,54	109,77
σ'_3 (kPa)	16,73	32,61	57,88	113,81	96,03
σ'_1 (kPa)	6,04	17,16	42,40	69,82	96,04
p'_0 (kPa)	13,18	27,46	52,72	99,14	96,04
E_{oed} (kPa)	1691,80	3527,91	6773,73	12737,68	12338,66
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
E (kPa)	1256,76	2620,73	5031,92	9462,28	9165,86
E_u (kPa)	1450,11	3023,92	5806,06	10918,01	10576
E_u (MPa)	1,45011	3,02392	5,806	10,92	10,576
e_0	0,62				
C_c	0,13				
C_s	0,029				

Donde,

- k_0 , coeficiente de empuje en reposo
- OCR, razón de sobreconsolidación
- C_u , resistencia al corte sin drenaje
- σ'_3 , tensión efectiva horizontal estimada
- σ'_1 , tensión efectiva vertical estimada
- p'_0 , tensión efectiva media estimada
- E_{oed} , módulo edométrico estimado del material
- ν , coeficiente de Poisson
- E_u , módulo de elasticidad del material, a corto plazo, para un coeficiente de Poisson de $\nu_u=0,5$
- e_0 , índice de poros inicial
- C_c , coeficiente de compresión noval
- C_s , coeficiente de hinchamiento o entumecimiento

A continuación, se detallará como han sido obtenidos los parámetros que figuran en la Tabla 2.2; el punto de partida fueron los ensayos de caracterización geotécnica realizados; para la discretización adoptada en este estudio, se ajustó el coeficiente de empuje al reposo, k_0 , así como las tensiones horizontales σ'_3 en los puntos más representativos de los estratos de arcilla considerados. A su vez, se obtuvo la resistencia al corte sin drenaje, c_u , para cada estrato de material. De esta forma, fue posible ajustar los valores dados a las diferentes capas que fueron consideradas en esta discretización. Es preciso añadir que el Modelo de Mohr- Coulomb, se particularizó tomando $\Phi=\Psi=0$ y $c=c_u$, para obtener el modelo de Tresca, siendo:

- Ψ , ángulo de dilatancia
- Φ , ángulo de rozamiento interno
- c , cohesión del material
- c_u , resistencia al corte sin drenaje

Conociendo el estado tensional del terreno en cada una de las capas discretizadas, se ha procedido a la obtención de la tensión efectiva media en las mismas, tal y como sigue:

$$p'_0 = \frac{\sigma'_3 + 2\sigma'_1}{3}$$

siendo la tensión vertical, σ'_1 , el peso del terreno correspondiente:

$$\sigma'_3 = k_0 \sigma'_1$$

Una vez, conocidas las tensiones principales, se procede al cálculo del módulo edométrico:

$$E_{edom} = \frac{2,3 p'_0 (1 + e_0)}{C_s}$$

El módulo de elasticidad que tiene cada material, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$E = \frac{E_{edom} (1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)}$$

Finalmente, el módulo elástico que tendrá cada capa discretizada, en la situación a corto plazo, se expresará de la siguiente forma:

$$E_u = \frac{3E}{2(1+\nu)}$$

Una vez especificadas las características y la disposición del terreno de estudio, sobre el cual descansarán las diferentes zapatas que serán calculadas, solo queda presentar las características geométricas de las mismas, así como las consideraciones que se han llevado a cabo para el cálculo de los asientos producidos bajo las zapatas. Se trata de zapatas cuadradas, 2,75x2,75 m; dada la simetría que presenta la situación de cálculo, se considerarán zapatas con dimensiones iguales a una cuarta parte de las zapatas originales, con dimensiones equivalentes 1,375x1,375m; de esta forma, los asientos que se producen corresponden a un cuarto de la carga aplicada sobre la misma, pudiendo extrapolar el asiento total a corto plazo, como la aportación de cargas

de cada una de ellas. Por otro lado, las columnas de grava empleadas bajo las zapatas, se disponen mediante diversas configuraciones, tal y como se indica con mayor detalle en el Capítulo 3 Simulación numérica del caso de estudio de este trabajo de fin de grado, de tal forma que sea posible obtener, de manera representativa, en función de la configuración empleada, que disposición constructiva resulta más adecuada, respecto al resto de configuraciones, así como los beneficios que cada una de ellas puede aportar. La caracterización de la grava empleada en la ejecución, tal y como se ha descrito, fue realizada mediante ensayos triaxiales consolidados con drenaje, siendo recogidos los parámetros asociados a las mismas, nuevamente en el Capítulo 3 Simulación numérica del caso de estudio, dado el carácter asociado al cálculo que presentan.

2.2. PRUEBAS DE CAMPO REALIZADAS PARA LA CARACTERIZACIÓN

2.2.1. CONE PENETRATION TEST (CPT)

Tal y como se ha introducido en la primera parte de este capítulo, uno de los ensayos que se realizaron para la caracterización del terreno fue el ensayo CPT.

El ensayo de penetración mediante cono, es un método ejecutado “in situ”, de ejecución rápida y relativamente barato, que se emplea para caracterizar suelos blandos. Dicho ensayo, se particulariza empleando una pieza cónica, equipada con un transductor que facilita la medida de las presiones intersticiales, abreviado de esta forma, como ensayo CPTU. De la misma forma que ocurre con el ensayo SPT, al ser un método relativamente fácil de llevar a cabo, y dada la gran utilidad del mismo, existen relaciones directas de algunos parámetros resistentes del terreno con los resultados que son obtenidos mediante esta metodología. Como ocurre, con el ensayo SPT, el ensayo CPTU, tiene una amplia aplicación en la práctica de la ingeniería geotécnica (Figura 2.5) y (Figura 2.6).

Cone Tip Resistance, q_c / P_a	Consistency
< 5	very soft
5 to 15	soft to medium stiff
15 to 30	stiff
30 to 60	very stiff
> 60	hard

Figura 2.5. Relación de la resistencia por punta del cono en ensayo CPT y la consistencia del terreno (Stuedlein et al., 2008).

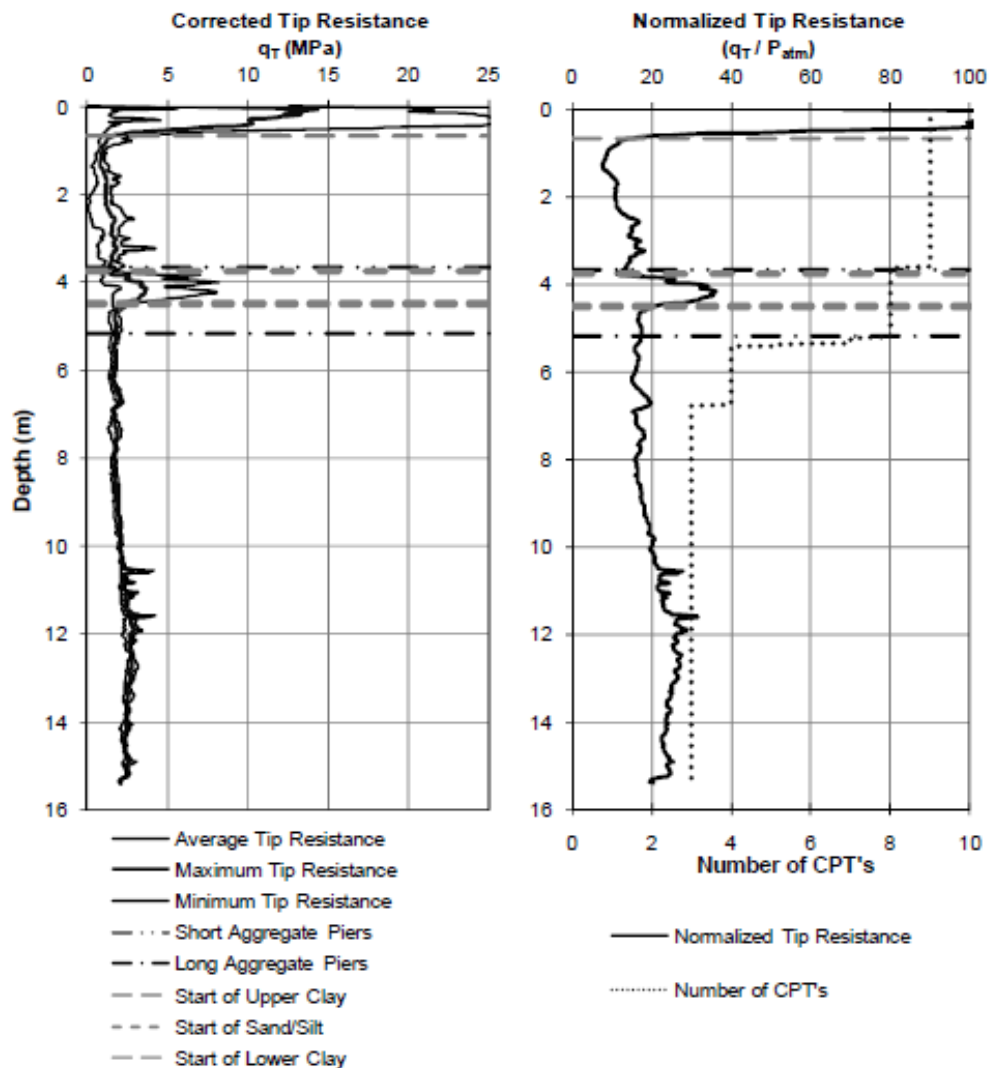


Figura 2.6. Relación entre el Ensayo CPT y la tipología del terreno (Stuedlein et al., 2008).

Para caracterizar el comportamiento del terreno en el caso de estudio, el perfil obtenido en el ensayo CPTU ha sido simplificado a diversos tramos rectos (Figura 2.7) y (Figura 2.8), de esta forma pudo ser definida la discretización del terreno expuesta en la Tabla 2.1 y determinados los parámetros del terreno presentados en la Tabla 2.2.

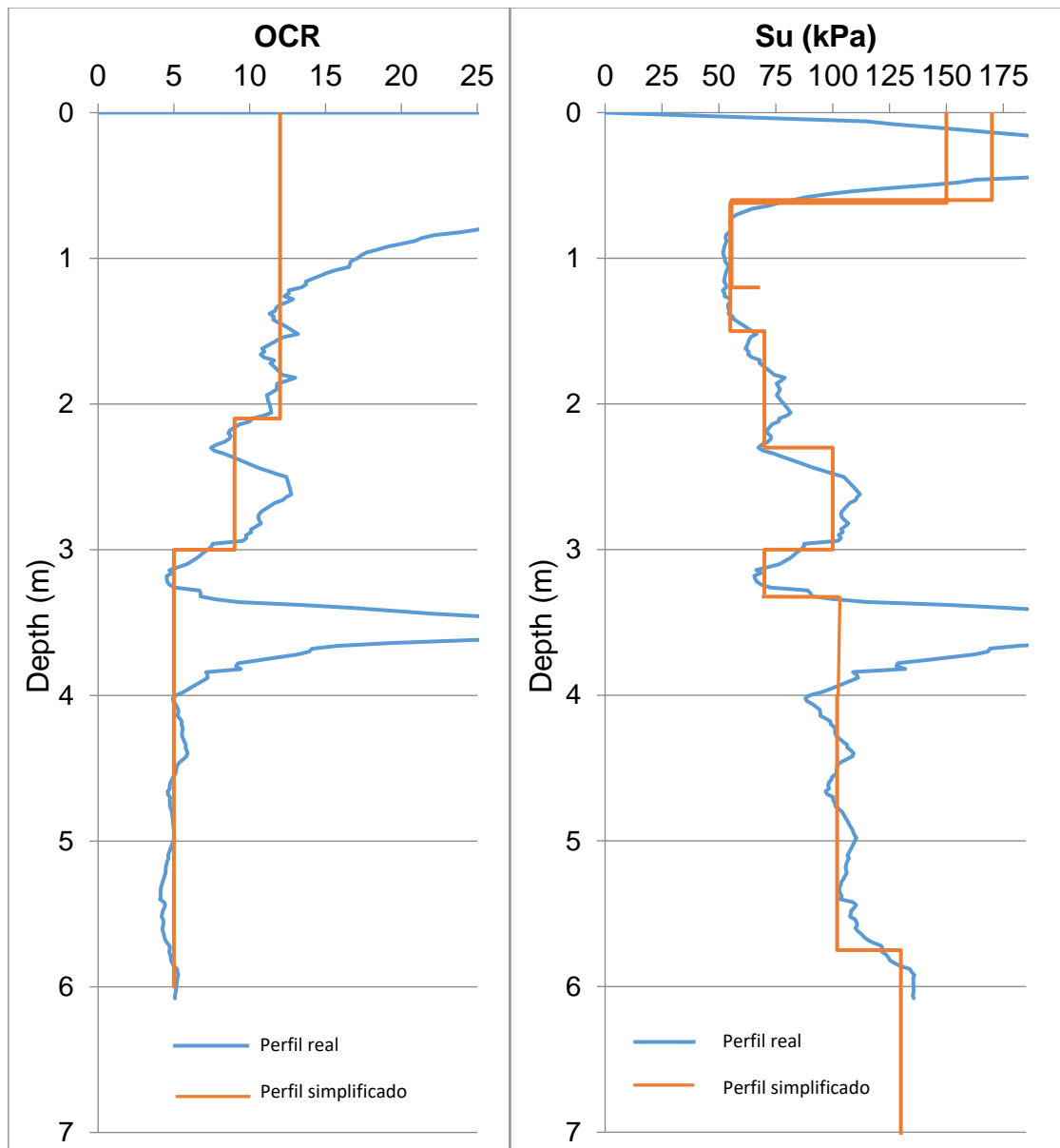


Figura 2.7. Ensayo CPTU. Razón de sobreconsolidación y resistencia al corte sin drenaje del terreno.

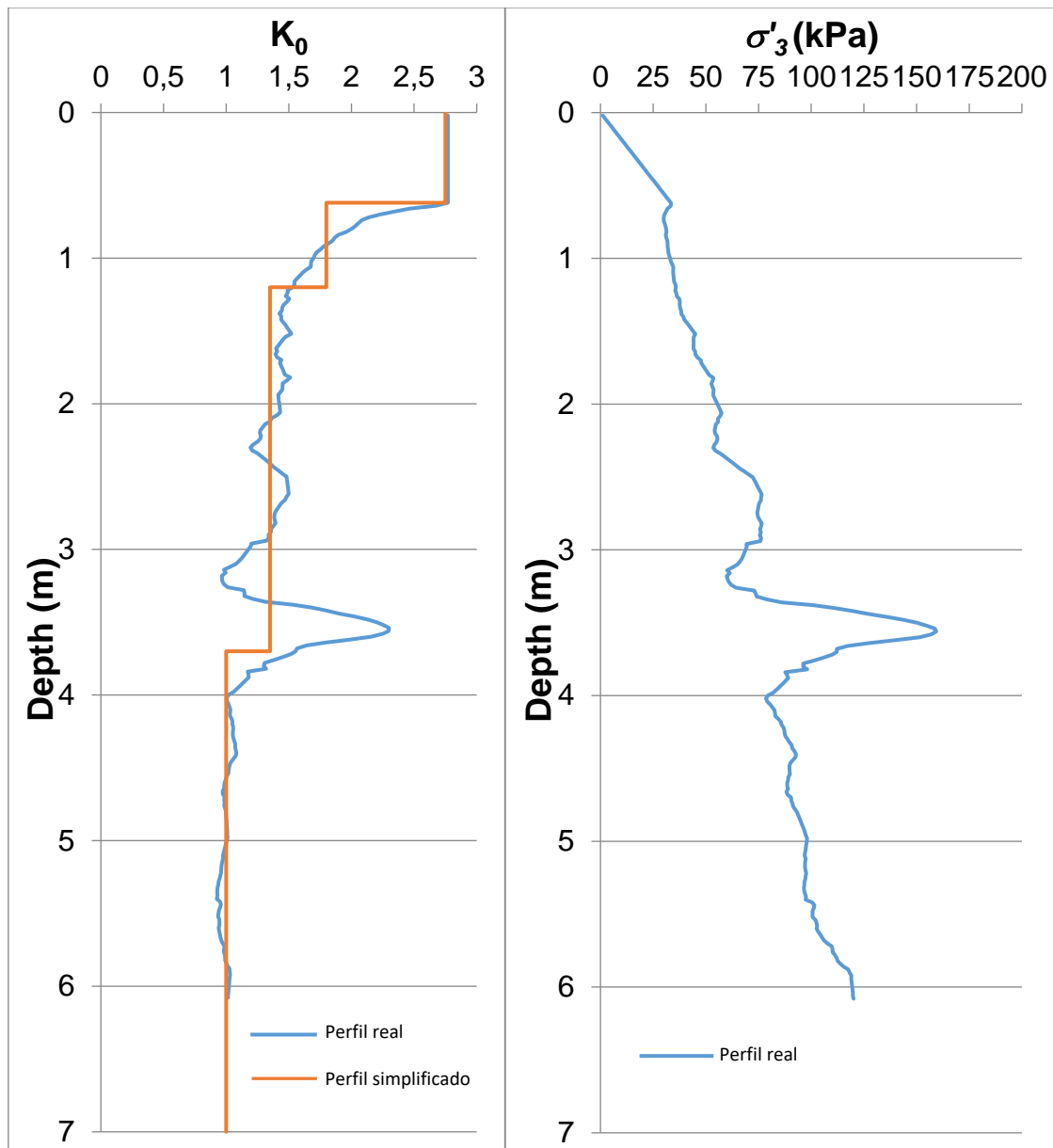


Figura 2.8. Ensayo CPTU. Coeficiente empuje al reposo y tensión horizontal.

2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS

En este subcapítulo se detallan los ensayos de laboratorio que fueron llevados a cabo para la caracterización y la determinación de los parámetros de resistencia y deformación de la grava, que posteriormente sería empleada para la ejecución de las columnas.

2.3.1. ENSAYO TRIAXIAL

Tal y como se ha mencionado con anterioridad, el ensayo realizado para dicha caracterización fue un ensayo triaxial consolidado con drenaje de carga controlada. Dado que el ensayo fue llevado a cabo en su totalidad con el drenaje abierto, pudieron ser obtenidos los parámetros resistentes y deformacionales de las gravas en la condición de largo plazo, los cuales fueron necesarios para modelar en el Capítulo 3 Simulación numérica del caso de estudio de este trabajo de fin grado, la situación que ha sido calculada (Figura 2.9) y (Figura 2.10).

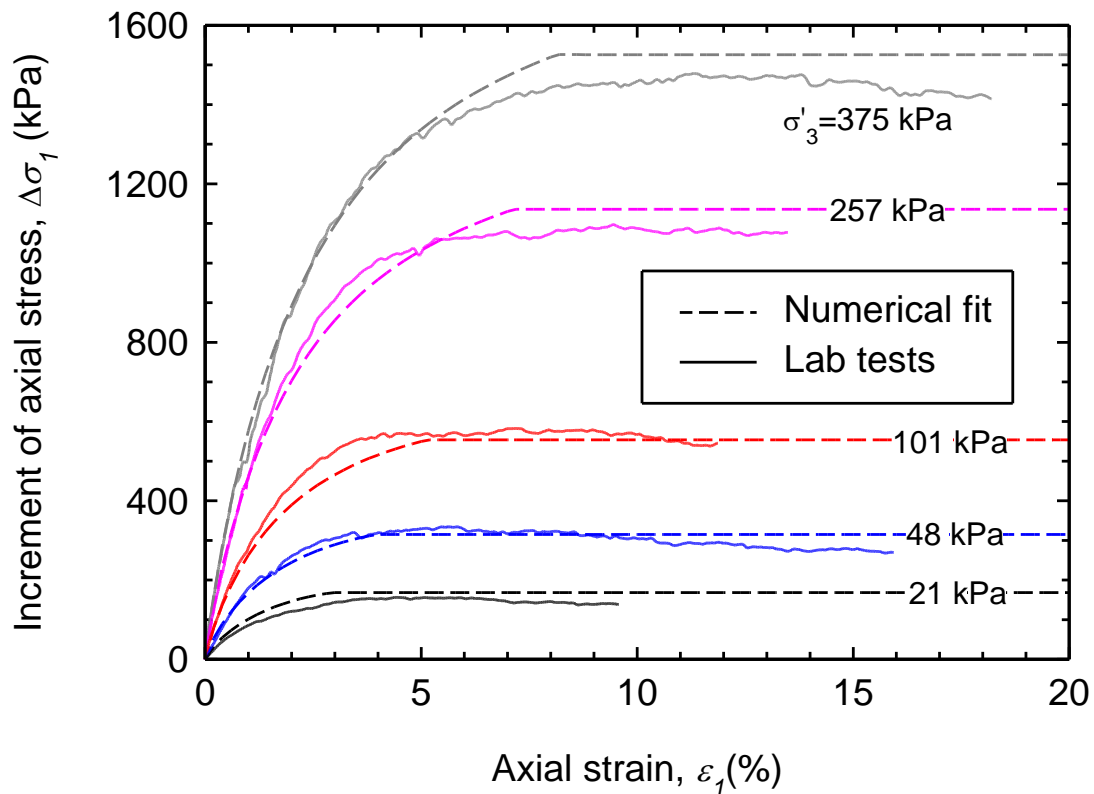


Figura 2.9. Ensayo triaxial con drenaje. Relación deformación axial-incremento tensión efectiva. Análisis de los resultados obtenidos en el laboratorio frente a los resultados originales obtenidos mediante simulación numérica (Castro, 2017).

De forma alternativa, y con el fin de determinar la precisión en el ajuste de los parámetros utilizados, para la situación de estudio, se ha obtenido a partir de la herramienta computacional Plaxis, el ensayo triaxial con drenaje de la grava que ha sido empleadas para configurar las diferentes columnas dispuestas y calculadas bajo las zapatas que han sido analizadas. (Figura 2.11) y (Figura 2.12). Para ello se ha empleado el modelo constitutivo Hardening Soil, así como

los parámetros de la grava definidos en el Capítulo 3 de este trabajo de fin de grado.

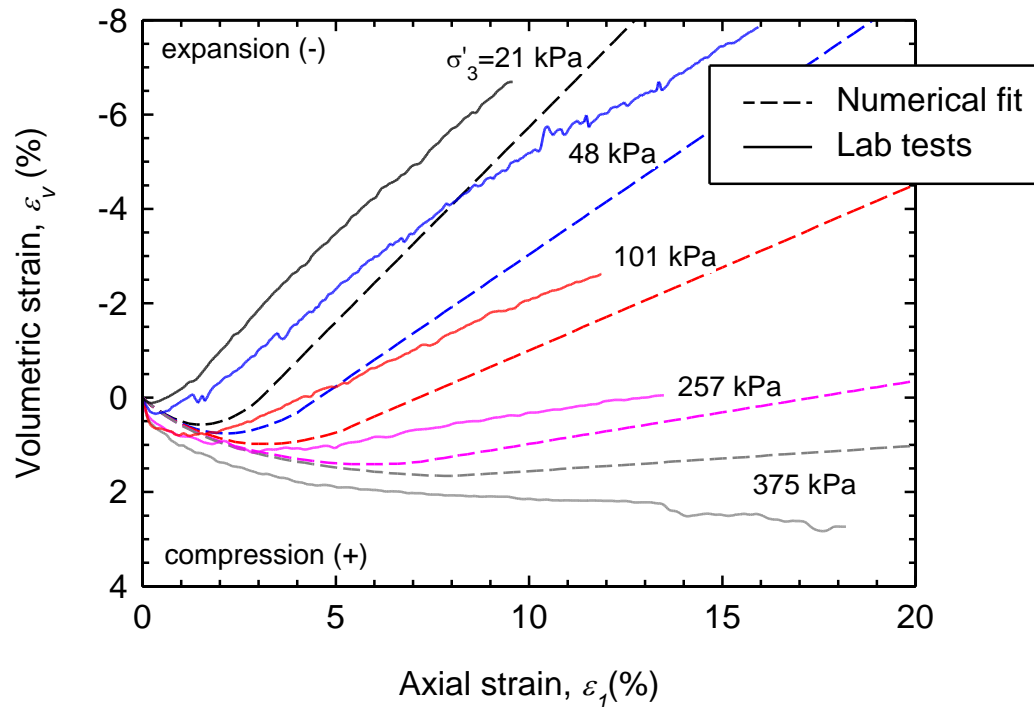


Figura 2.10. Ensayo triaxial con drenaje ejecutado en laboratorio. Relación deformación axial-deformación volumétrica. Análisis de los resultados obtenidos en el laboratorio frente a los resultados originales obtenidos mediante simulación numérica (Castro, 2017).

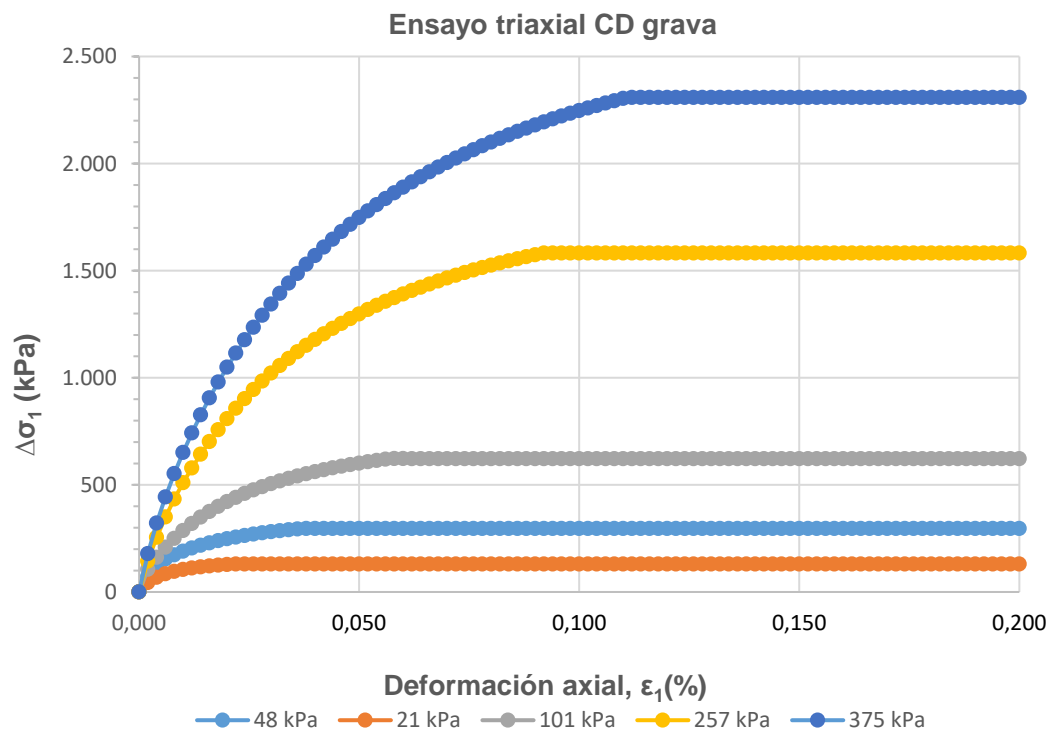


Figura 2.11. Ensayo triaxial con drenaje modelado mediante simulaciones numéricas. Relación deformación axial-deformación volumétrica.

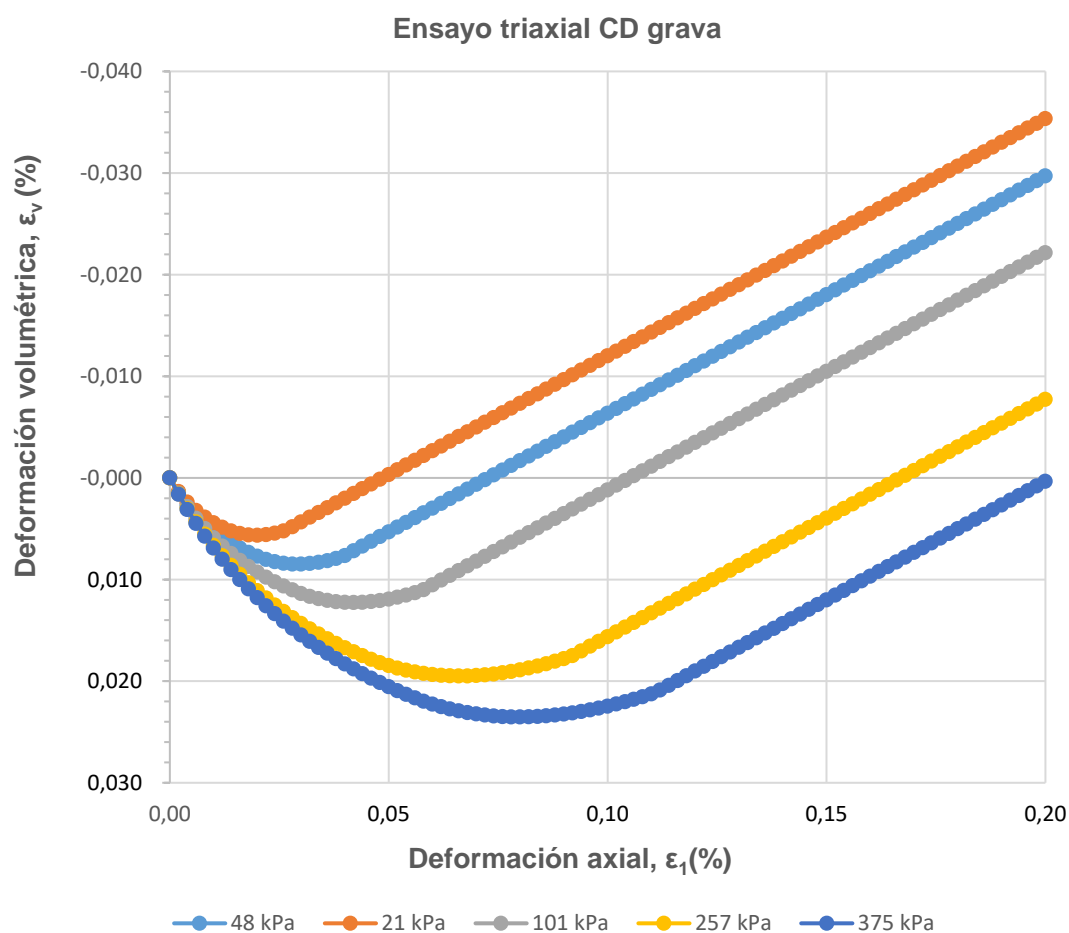


Figura 2.12. Ensayo triaxial con drenaje modelado mediante simulaciones numéricas. Relación deformación axial-deformación volumétrica.

Resulta preciso añadir que la diferencia existente entre ambas modelizaciones del ensayo triaxial para algunos estados de carga reside fundamentalmente en que durante las simulaciones numéricas originales se variaron paulatinamente los valores asociados al ángulo de rozamiento interno y al ángulo de dilatancia de la grava (Figura 2.13). Dado que el estudio y el objetivo de este trabajo de fin de grado no se focaliza ni ahonda en las particularidades de la metodología empleada durante la modelización numérica del ensayo triaxial, y éste se calcula e incluye de tal forma que resulte representativo de cara a la situación de cálculo, este aspecto no se ha contemplado, considerando un valor fijo tanto para el ángulo de rozamiento interno, como para el ángulo de dilatancia de la grava empleada.

A su vez, la justificación de cálculos de la modelización numérica llevada a cabo durante este estudio, se incluye en el Anejo I del mismo.

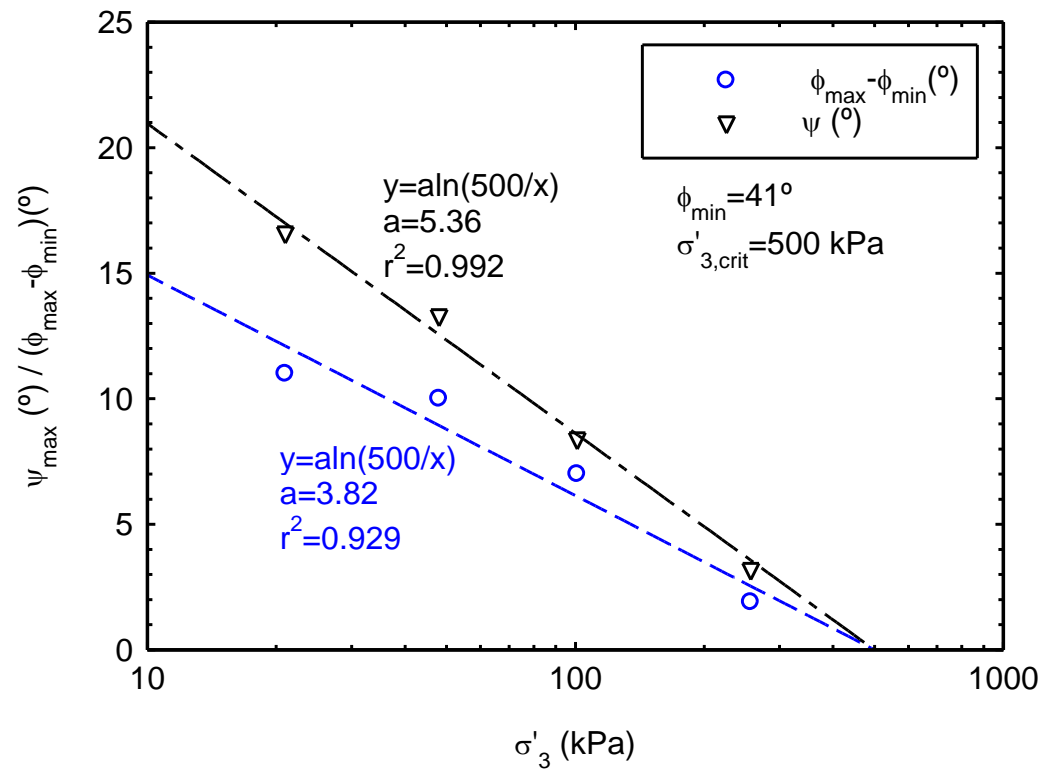


Figura 2.13. Ajuste de la variación del ángulo de rozamiento interno y el ángulo de dilatación respecto de la tensión aplicada (Castro, 2017).

CAPÍTULO 3. SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL CASO DE ESTUDIO

3.1. MODELOS NUMÉRICOS

En concordancia, con lo expuesto en el Capítulo 1.2. Análisis Numéricos de este trabajo de fin de grado, se ha procedido al cálculo de la situación de estudio. Se consideran diferentes especificaciones y distribuciones de las columnas de grava bajo las zapatas (Tabla 3.1), las cuales permitirán establecer una relación entre la carga y el asiento que experimentará el terreno frente a diferentes situaciones. Para ello, se analizará el asiento que se experimenta a partir del empleo de esta técnica de mejora, bajo las zapatas G2, G4, G5, y G6, con respecto al asiento que se experimentará si no se emplearan columnas de grava bajo la zapata, como es el caso de la zapata G3.

Tabla 3.1. Especificaciones y distribución de columnas de grava bajo las zapatas.

Referencia Zapata	Nº Columnas de Grava	Φ (m)	L(m)
G2	4	0,74	4,57
G3	Sin columna	-	-
G4	5	0,74	3,05
G5	5	0,76	4,57
G6	5	0,74	4,57

El criterio tomado para analizar tal situación ha sido el siguiente:

- Mediante un modelo elástico-lineal plástico perfecto (Mohr-Coulomb) se ha ensayado el comportamiento que experimentará el terreno disponiendo columnas de grava con diferentes módulos elásticos, siendo los mismos de 30 MPa y 60 MPa respectivamente.
- Con el fin de adaptar el estudio a la situación real, se ha empleado un modelo elasto-plástico con rigidización (Hardening-Soil); dicho modelo suprime tanto las condiciones ideales como las simplificaciones que implica aplicar un modelo que se encuentra en régimen elástico-lineal, permitiendo obtener resultados más sofisticados. Al contrario que un modelo elástico-lineal plástico perfecto, el empleo de este modelo elasto-plástico con rigidización resultaría inabordable para la resolución del problema mediante soluciones analíticas, por lo cual una vez más, es necesario, recurrir al uso del método de elementos finitos.

El estudio se aborda a partir de la discretización expuesta en el Capítulo 2 (Tabla 2.1) y mediante los parámetros resistentes correspondientes a cada uno de los materiales que constituyen dichas capas (Tabla 2.2).

Con el fin de contrastar los resultados obtenidos mediante las diferentes metodologías y modelos empleados, no sólo entre ellos, se compararán con respecto a los resultados obtenidos en el ensayo ejecutado “in situ”, realizado por Stuedlein & Holtz (Figura 3.1). Nótese, que para el caso de la zapata G2, no existen medidas experimentales, por lo que la comparación se realizará mediante los diferentes resultados obtenidos por los modelos empleados.

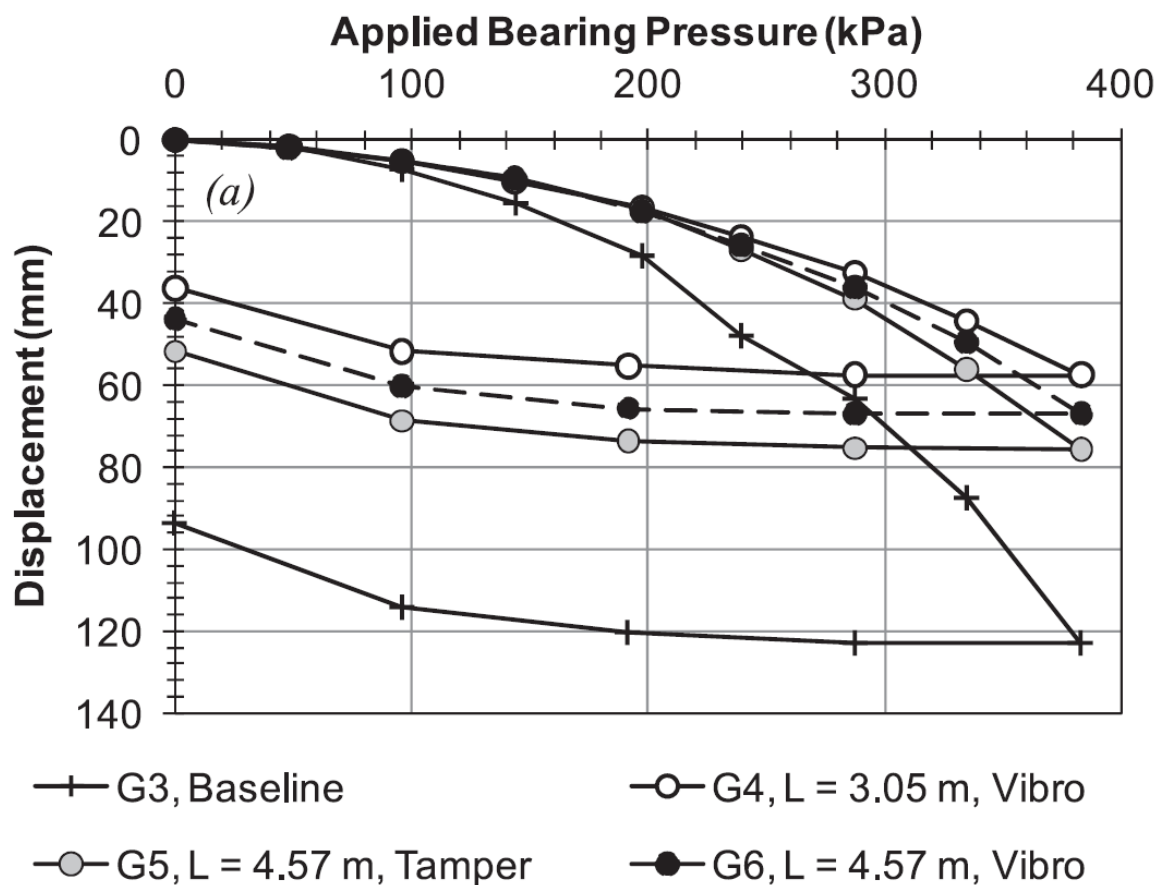


Figura 3.1. Ensayo ejecutado “in situ”. Análisis de asientos bajo zapatas reforzadas mediante columnas de grava (Stuedlein et al., 2010).

3.2. MODELO MOHR-COULOMB

Este subcapítulo recoge los resultados obtenidos mediante simulación numérica para un modelo elasticolineal plástico perfecto tal y como es el modelo Mohr-Coulomb. A su vez, la justificación de cálculos está recogida en el Anejo 2 de este trabajo de fin de grado.

3.2.1. ZAPATA G2

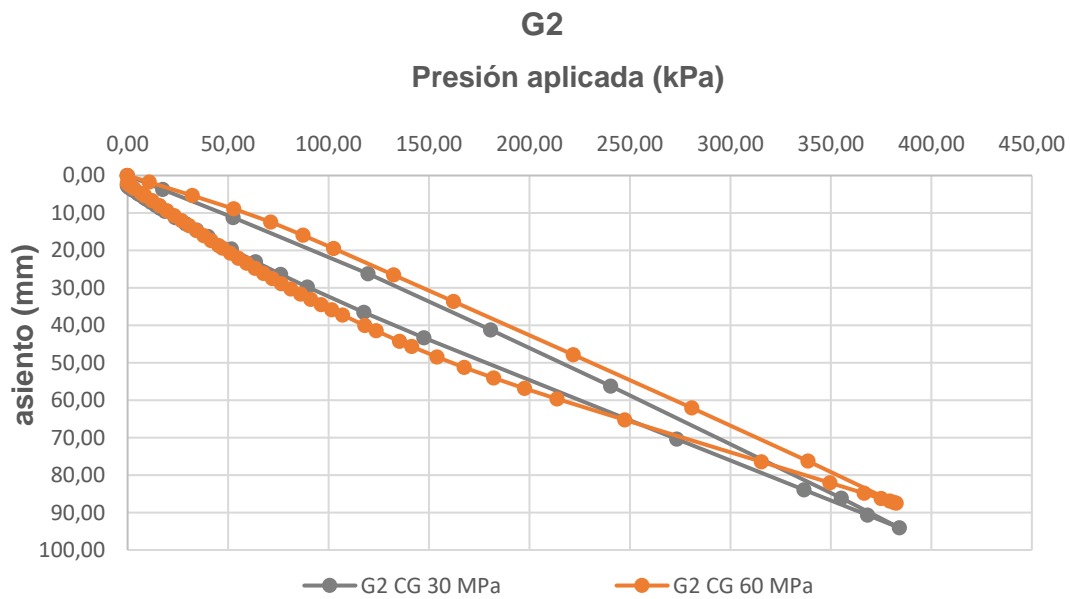


Figura 3.2. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G2. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa respectivamente. Modelo Mohr-Coulomb.

3.2.2. ZAPATA G3

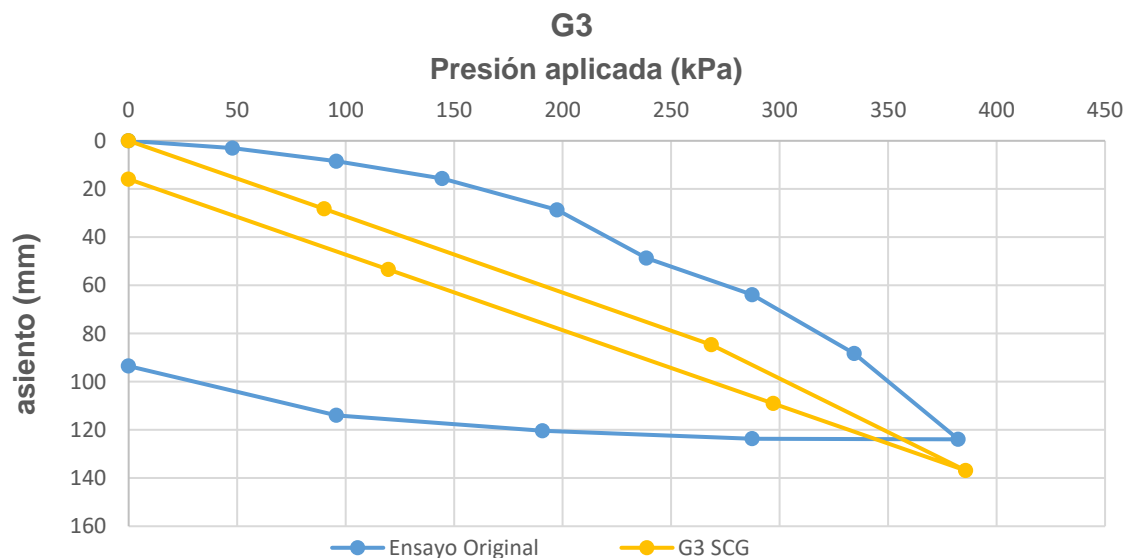


Figura 3.3. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G3. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb.

3.2.3. ZAPATA G4

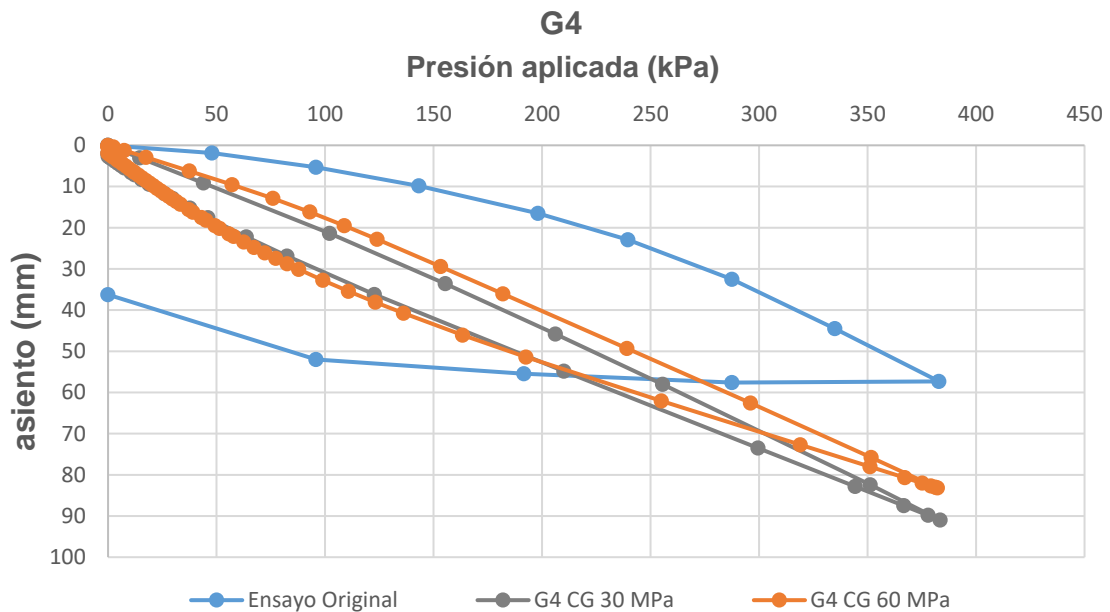


Figura 3.4. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G4. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa respectivamente.

3.2.4. ZAPATA G5

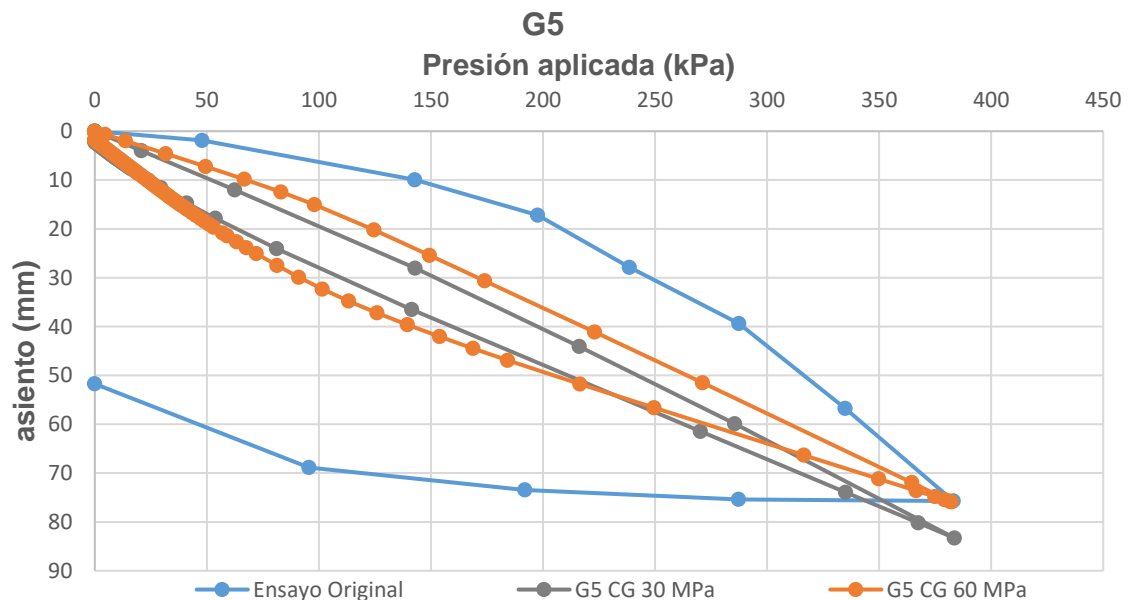


Figura 3.5. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo la zapata G5. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa respectivamente.

3.2.5. ZAPATA G6

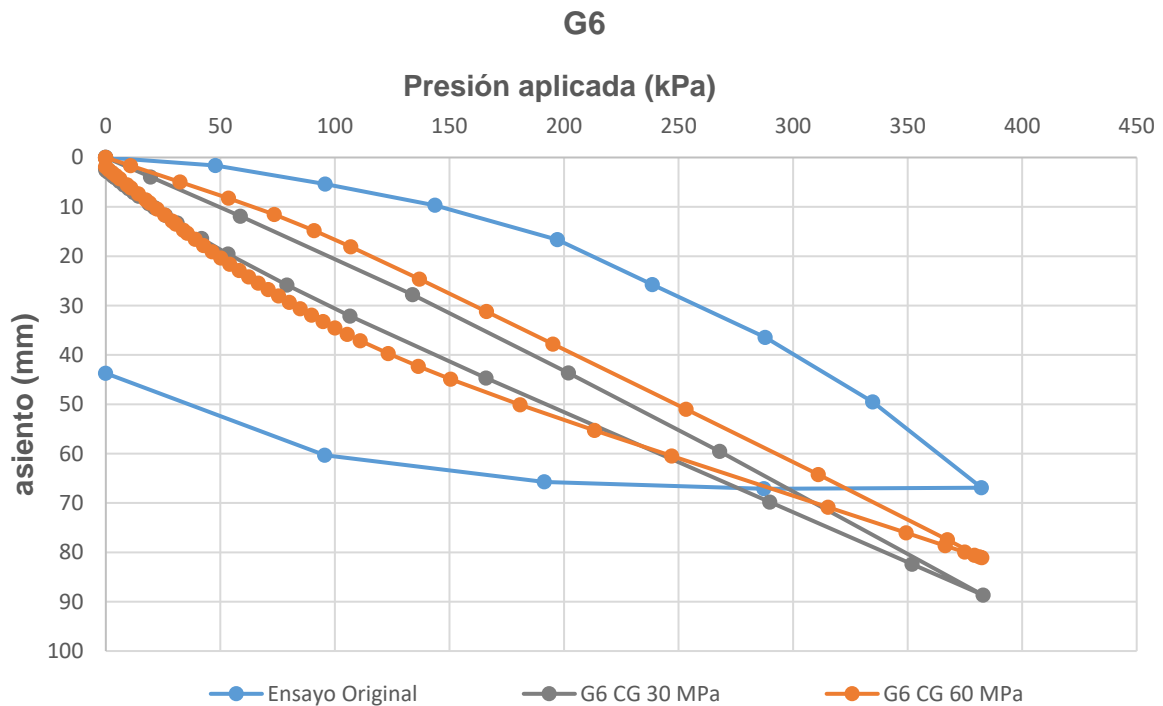


Figura 3.6. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico lineal perfecto bajo la zapata G6. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Mohr-Coulomb. Columnas de Grava con módulos de 30 y 60 MPa respectivamente.

3.2.6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MODELO ELÁSTICO-LINEAL

Estudiando la situación mediante un modelo elástico lineal, se han obtenido resultados que, a pesar de ser razonables, no se ajustan a los ensayos originales con demasiada precisión. Independientemente de que los resultados hayan sido los previsibles, surge la necesidad de analizar tal situación mediante una metodología que proporcione resultados menos groseros.

A nivel, exclusivamente, de mejora del terreno, se compara la afección de las diferentes configuraciones de columnas de grava al comportamiento del mismo, con respecto a la situación en la que no se disponen columnas (Figura 3.7 y Figura 3.8).

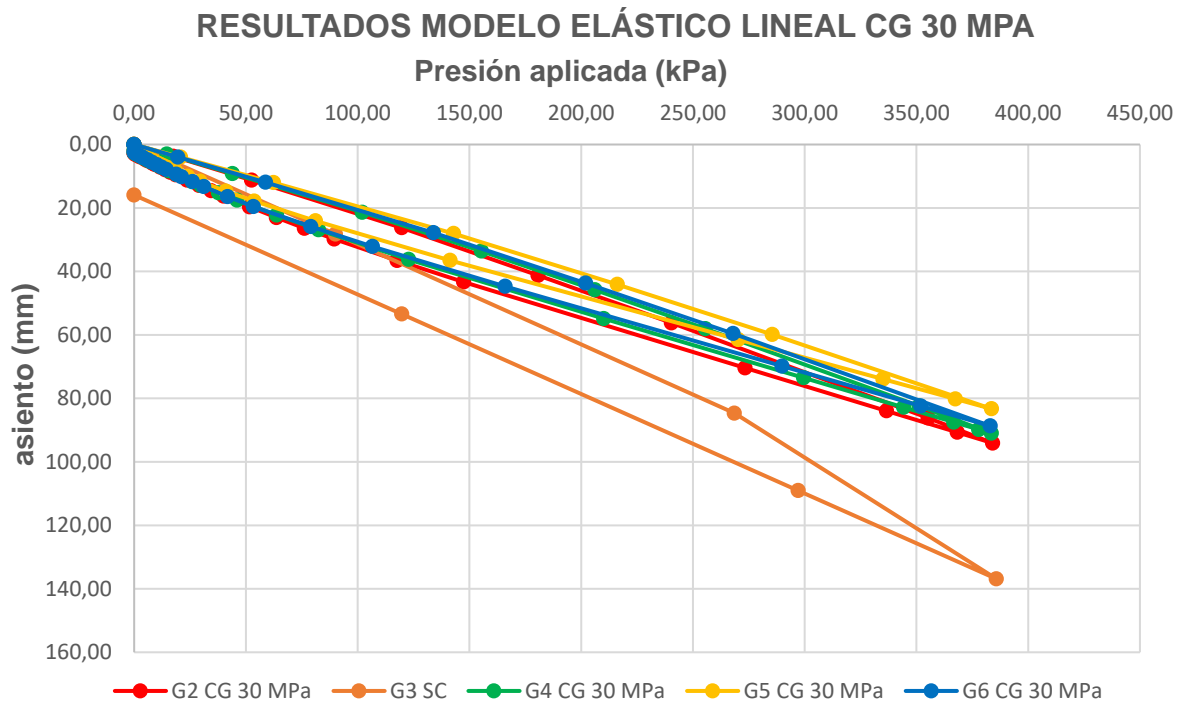


Figura 3.7. Comparación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo las diferentes zapatas para distintas distribuciones de columnas de grava con módulo de 30 MPa.

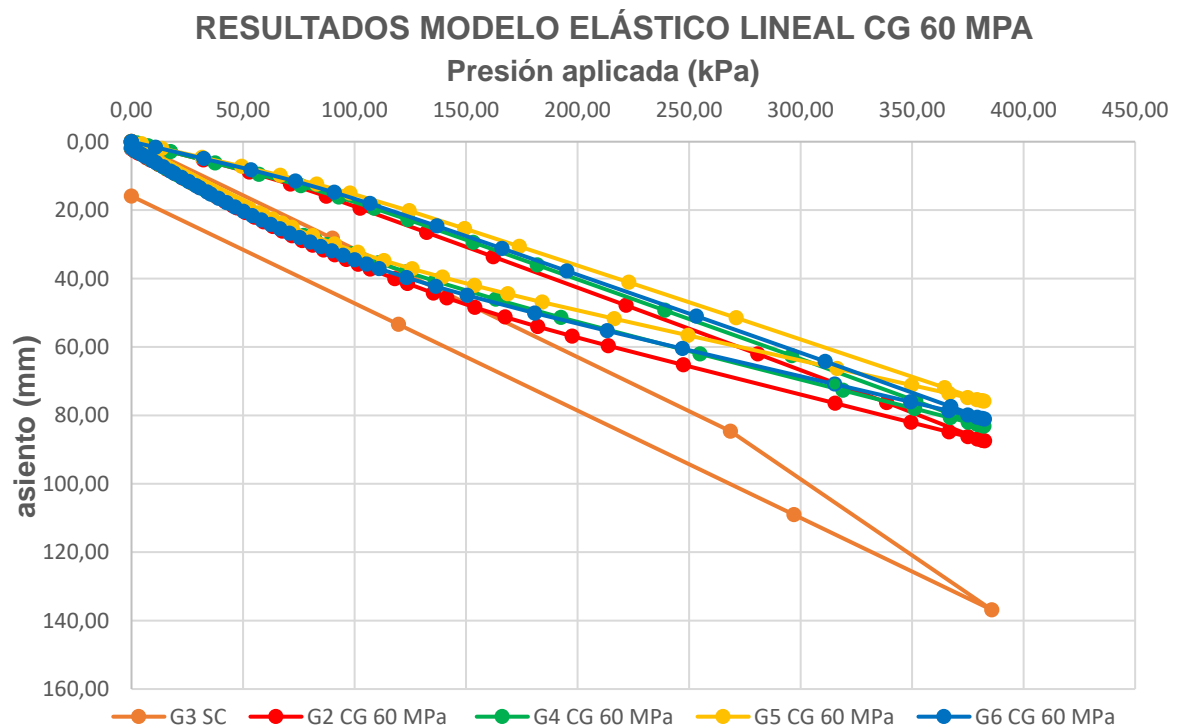


Figura 3.8. Comparación gráfica presión aplicada-asiento en modelo elástico-lineal plástico perfecto bajo las diferentes zapatas para distintas distribuciones de columnas de grava con módulo de 60 MPa.

Como cabe esperar, los asientos que se experimentan bajo la zapata G5 son inferiores a los producidos bajo cualquier otra; esto es debido a que la configuración empleada bajo la misma aporta una mayor resistencia al terreno, dado que se basa en una distribución de cinco columnas, con diámetros de 0,76 m y longitudes de 4,57 m, resulta la solución más competente. En cualquiera de los casos, los resultados obtenidos son coherentes, ya que siempre el empleo de cualquier configuración de columnas de grava resulta una mejora sustancial en cuanto a asientos respecto de la situación en la cual no se disponen.

Tabla 3.2. Asientos modelo Mohr-Coulomb experimentados por el terreno bajo las zapatas e influencia de la distribución y especificaciones de las columnas sobre el mismo.

Denominación zapata	P(KPa)	s(mm)
Columnas de Grava E=30 MPa		
G2	385,00	94,10
G3	385,00	136,89
G4	385,00	91,00
G5	385,00	83,30
G6	385,00	88,70
Columnas de Grava E=60 MPa		
G2	385,00	87,50
G3	385,00	136,89
G4	385,00	83,20
G5	385,00	81,10
G6	385,00	75,90

3.3. MODELO PLÁSTICO CON RIGIDIZACIÓN (HARDENING- SOIL)

Con el fin de tratar de ajustar los resultados ensayados con respecto a los ensayos originales, se opta por emplear un método que elimine las simplificaciones impuestas por el modelo elástico-lineal; para ello, se empleará un modelo con rigidización como es el Hardening-Soil, tal y como se expone en el Capítulo 1 de este trabajo de fin de grado.

El modelo, cuenta con unos parámetros de entrada diferentes a los que emplea el modelo elástico-lineal. Es posible definir el comportamiento de un material a partir de parámetros resistentes, a partir de parámetros de rigidez o a partir de unos parámetros de carácter avanzados. A su vez, es posible introducir unos parámetros alternativos a los parámetros de rigidez, tal como el índice de compresión, el índice de hinchamientos y el porcentaje inicial de huecos.

Para modelar las diferentes capas que configuran el terreno de estudio, se han introducido (Tabla 3.3) parámetros alternativos a los parámetros básicos de

rigidez, mientras que, para modelar las columnas de grava, se han empleado (Tabla 3.4) parámetros avanzados y parámetros básicos de rigidez obtenidos en un ensayo triaxial, con drenaje, tal y como se indica en el Capítulo 2, en el subcapítulo asociado a ensayos realizados en el laboratorio. Por otro lado, la justificación de cálculos para los resultados obtenidos mediante el modelo Hardening Soil, está recogida en el Anejo 2 de este trabajo de fin de grado.

Tabla 3.3. Parámetros alternativos a los parámetros básicos de rigidez.

Parámetros edómetro	
e_0	0,62
C_c	0,13
C_s	0,029

Tabla 3.4. Parámetros resistentes y parámetros de rigidez obtenidos en el ensayo Triaxial (Adaptado de Castro, 2012).

Grava	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	R_f (-)
	18	21,6	0,1	49	6	0,80

Grava	ν (-)	m (-)	p_{ref} (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	$K_{0,NC}$
	0.15	0.5	100	26	20	78	0.34

Grava	e_{min}	e_{max}
	0,44	1,01

3.3.1. ZAPATA G2

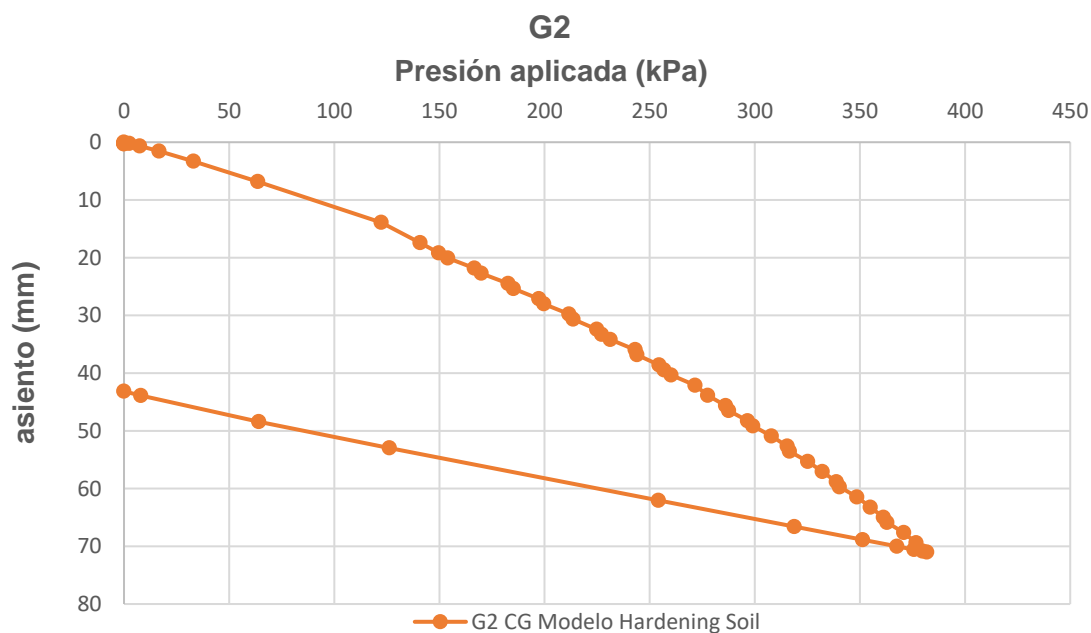


Figura 3.9. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G2.

3.3.2. ZAPATA G3

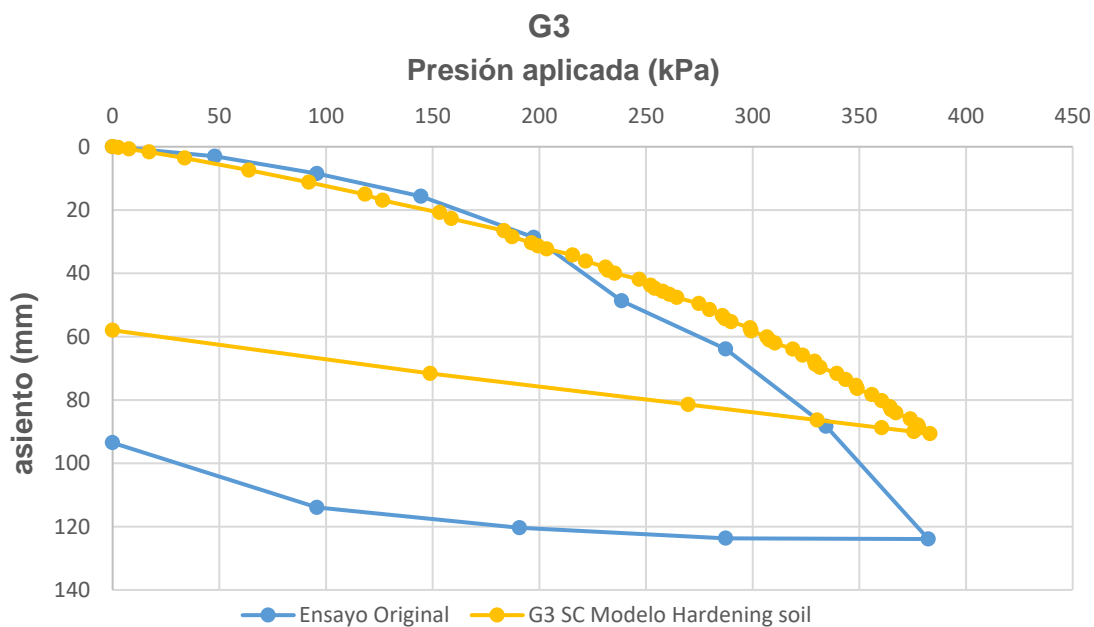


Figura 3.10. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G3. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil.

3.3.3. ZAPATA G4

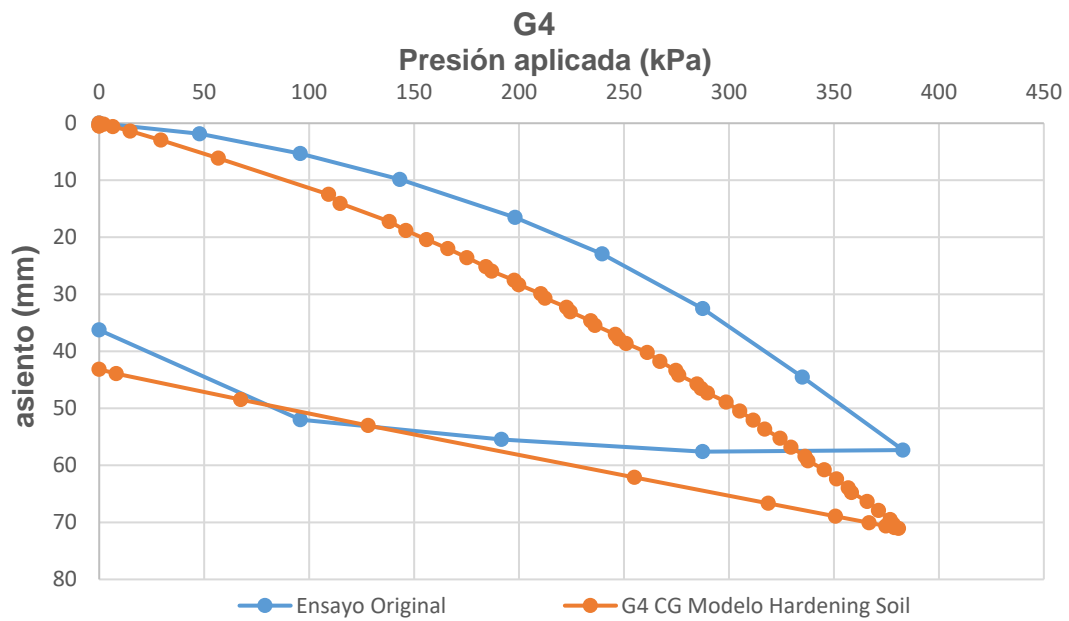


Figura 3.11. Representación gráfica presión aplicada- asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G4. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil.

3.3.4. ZAPATA G5

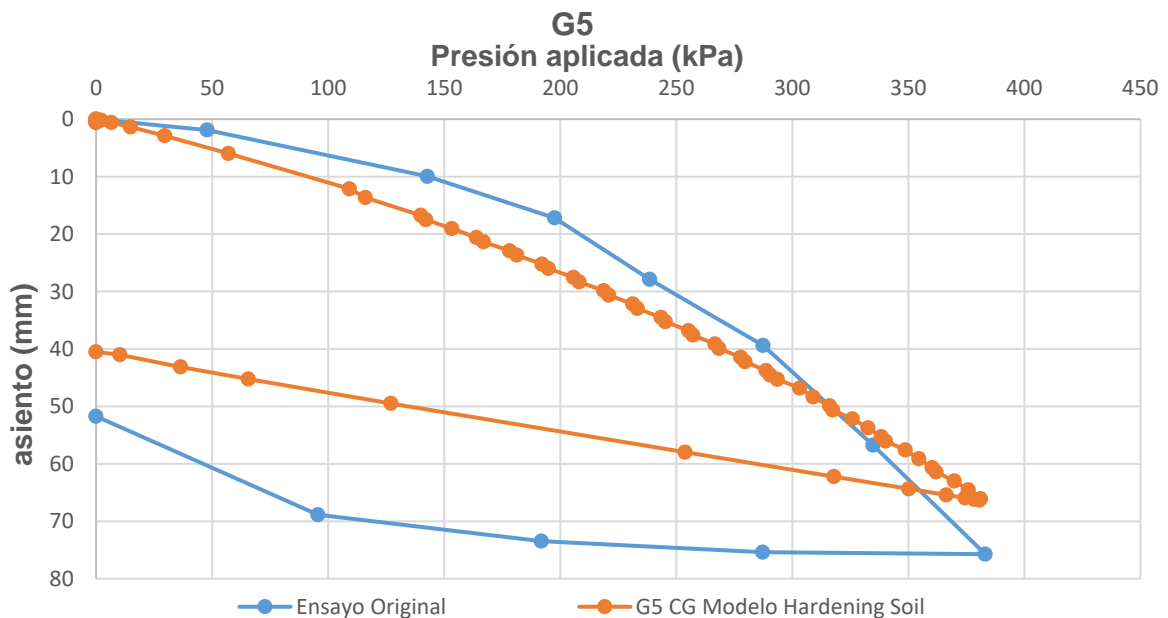


Figura 3.12. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G5. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil.

3.3.5. ZAPATA G6

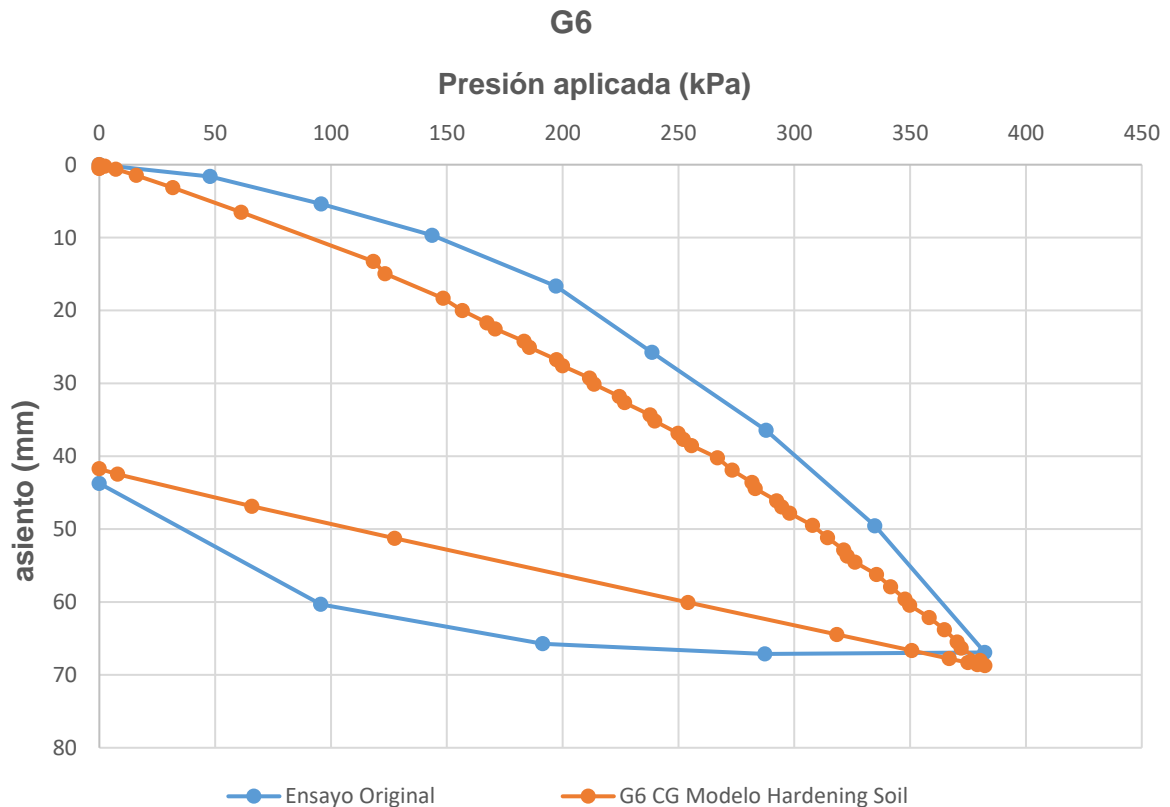


Figura 3.13. Representación gráfica presión aplicada-asiento en modelo Hardening Soil bajo la zapata G6. Ensayo “in situ” frente a ensayo obtenido mediante modelo Hardening Soil.

3.3.6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MODELO HARDENING SOIL

Tal y como puede apreciarse, el modelo Hardening Soil se ajusta con mayor precisión a los resultados obtenidos en el ensayo original. Nuevamente, (Figura 3.15) los resultados que se han obtenido son coherentes, ya que al emplear distribuciones de columnas más competentes se obtienen mejores comportamientos frente a los asentamientos que se producen en el terreno.

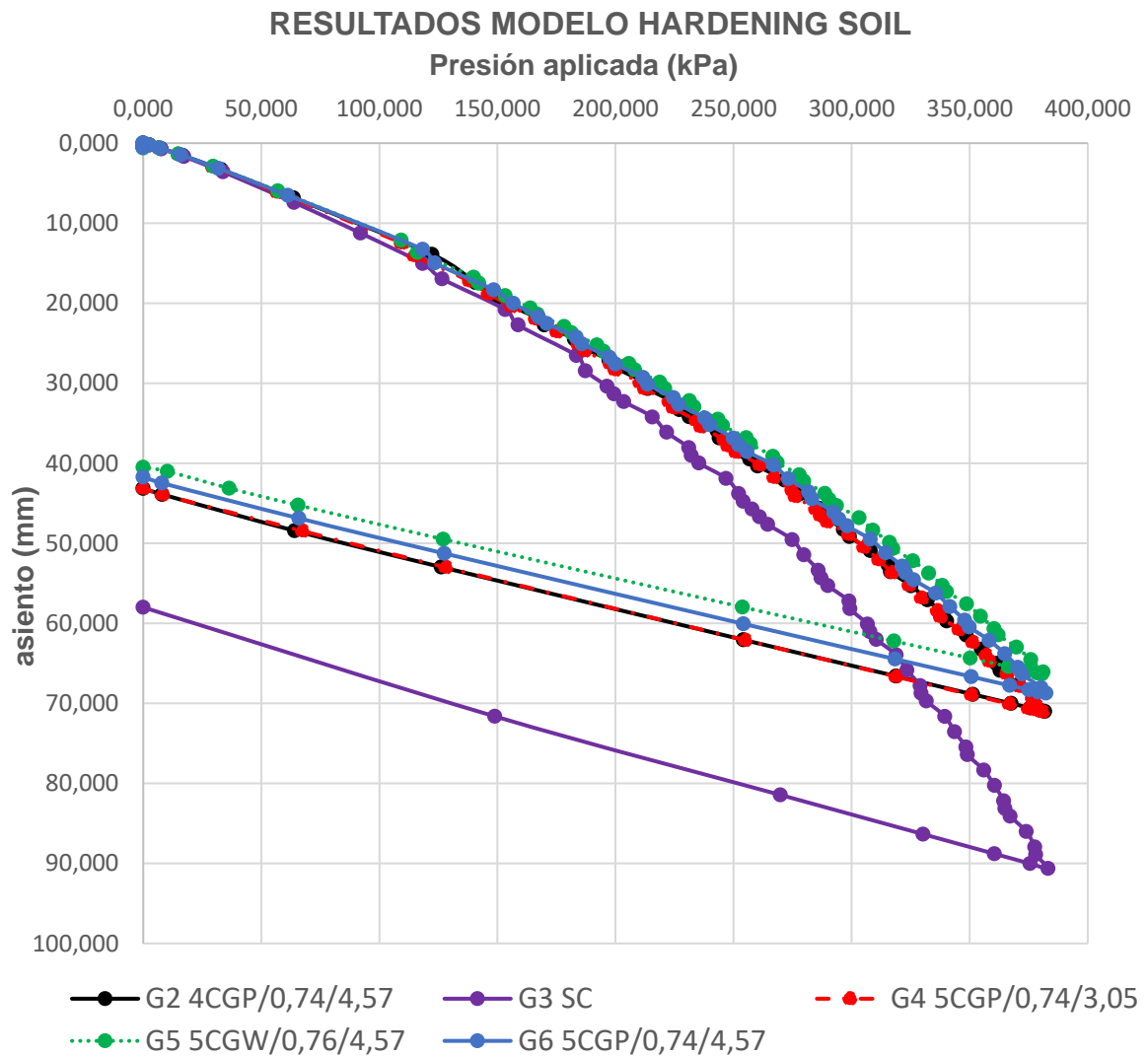


Figura 3.15. Comparación gráfica de la presión aplicada- asiento en un modelo Hardening Soil bajo las diferentes zapatas para distintas distribuciones de columnas de grava.

Tabla 3.5. Asientos modelo Hardening Soil experimentados por el terreno bajo las zapatas e influencia de la distribución y especificaciones de las columnas sobre el mismo.

Denominación zapata	P(KPa)	s(mm)
G2	385,00	71,004
G3	385,00	90,639
G4	385,00	71,065
G5	385,00	66,082
G6	385,00	68,730

Tabla 3.6. Asientos ensayo “in situ” experimentados por el terreno bajo las zapatas e influencia de la distribución y especificaciones de las columnas sobre el mismo.

Denominación zapata	P(KPa)	s(mm)
G2	385,00	-
G3	385,00	123,918
G4	385,00	57,333
G5	385,00	70,023
G6	385,00	66,922

Con respecto al ensayo original, es importante señalar una contradicción que aparece en los resultados del mismo. La configuración que se dispone bajo la zapata G4, constituida por 5 columnas de grava de 0,74 m de diámetro y una longitud de 3,05 m, en ningún caso podrá experimentar un asiento menor que el que se produce bajo la zapata G6, ya que la distribución de las columnas, así como el diámetro de las mismas es idéntica, teniendo estas una longitud de 4,57 m. Es decir, a igualdad de diámetros y distribución, si la longitud de las columnas es mayor, el asiento que se experimente bajo la zapata nunca podrá ser mayor. Lo previsible, sería experimentar bajo la zapata G6 un asiento similar al que se produce bajo la zapata G5, ya que, teniendo en cuenta que tienen la misma distribución y la misma longitud, variando el diámetro, en este caso, de una con respecto la otra, el asiento que se produce debe ser de un orden similar. Por consiguiente, los resultados que se han obtenido en este proyecto, nuevamente resultan coherentes.

Otro aspecto importante a considerar, es que con respecto a las configuraciones empleadas bajo las zapatas G2 y G4, se obtiene un comportamiento muy similar frente a asientos. Esto se debe a que, en cierto modo, existe una compensación en las distribuciones, ya que bajo la zapata G2 se emplean 4 columnas de una longitud superior a la de las 5 columnas que se emplean bajo la zapata G4, y a igualdad de radios, existe una cierta similitud. Esa relación longitud-número de columnas, permite que una situación respecto de la otra sea equivalente. Teniendo en cuenta este aspecto, resultaría interesante analizar el resultado desde un punto de vista que contemple la viabilidad económica (Tabla 3.7). Resultando óptimo desde un punto de vista de mejora del terreno y desde un punto de vista económico adoptar la distribución que se emplea bajo la zapata G4.

Tabla 3.7. Viabilidad económica de las alternativas empleada bajo las zapatas G2 y G4 respectivamente.

Referencia Zapata	Nº Columnas de Grava	Φ (m)	L(m)	V(m ³)
G2	4	0,74	4,57	7,862
G4	5	0,74	3,05	6,559

3.4. COMPARACIÓN GRÁFICA DE RESULTADOS DEL MODELO MOHR-COULOMB Y DEL MODELO HARDENING SOIL

Una vez obtenidos los resultados expuestos, surge la necesidad de comparar como se ajustan los modelos empleados entre sí con respecto a la respuesta que manifiesta el terreno para el estado de carga dado. A nivel exclusivamente comparativo, y con el fin de respaldar las afirmaciones realizadas en el subcapítulo 3.2.6 y en el subcapítulo 3.3.6, se muestra una representación gráfica de los resultados obtenidos para cada modelo, comparando el modelo Mohr-Coulomb con diferentes módulos de elasticidad de la grava empleada frente al modelo Hardening Soil.

3.4.1. ZAPATA G2

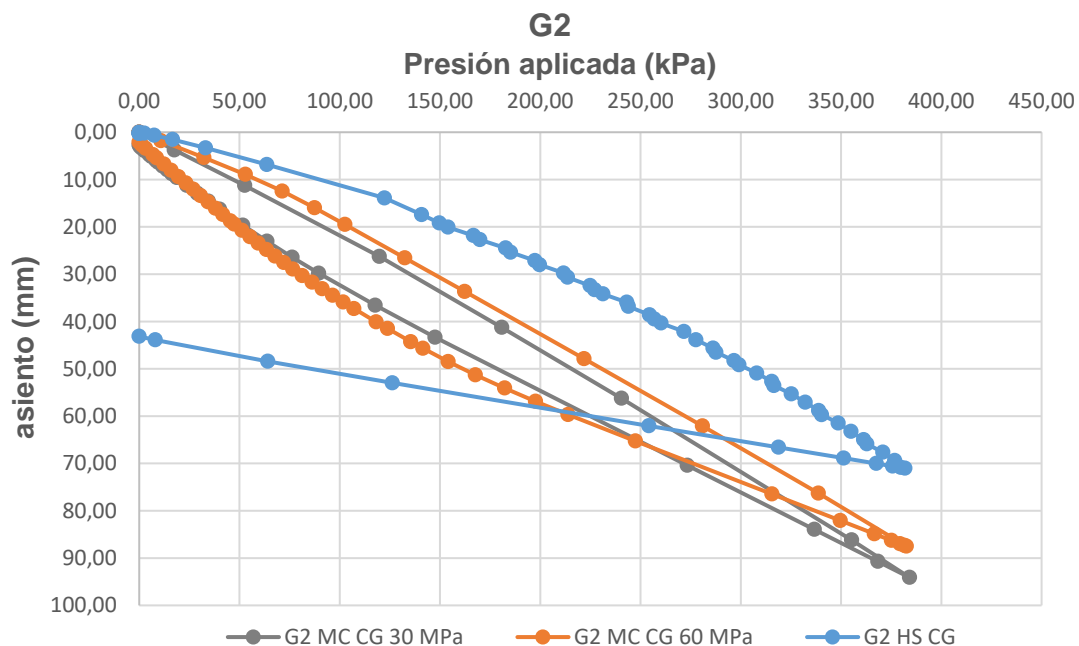


Figura 3.15. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G2.

3.4.2. ZAPATA G3

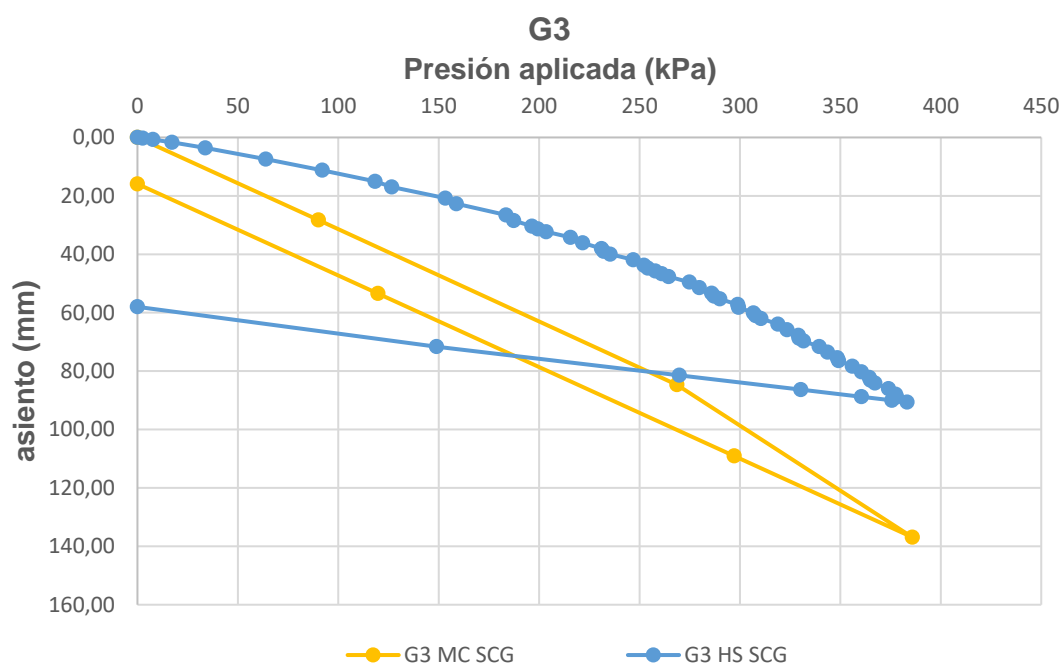


Figura 3.16. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G3.

3.4.3. ZAPATA G4

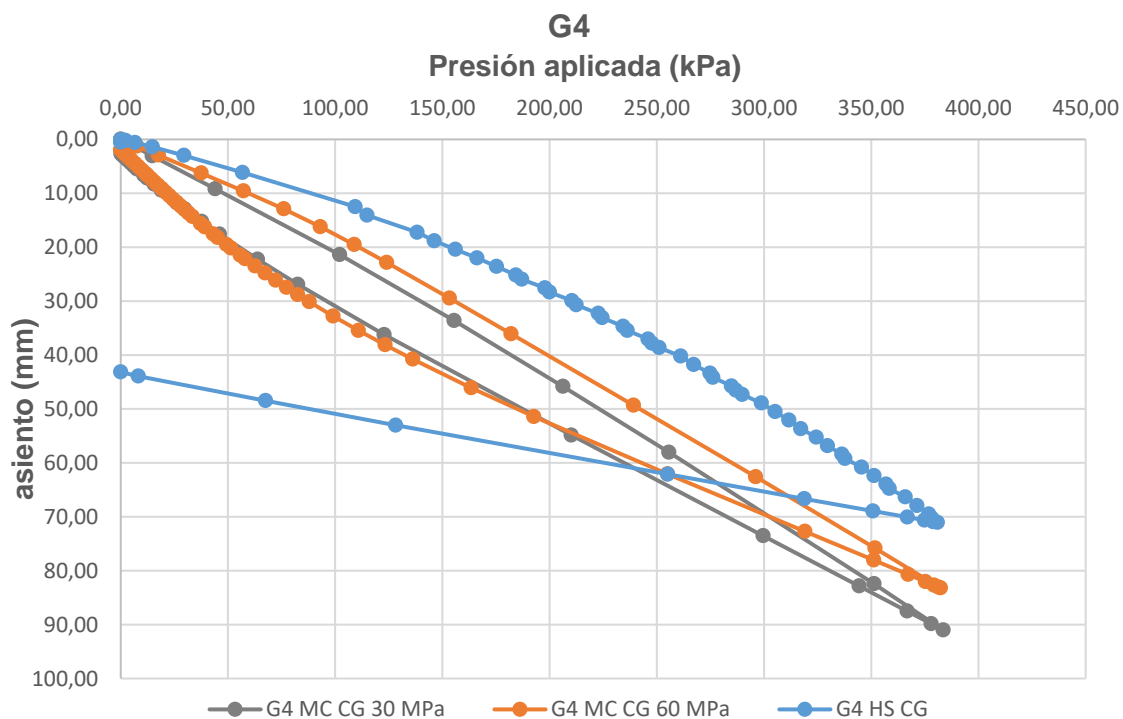


Figura 3.17. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G4.

3.4.4. ZAPATA G5

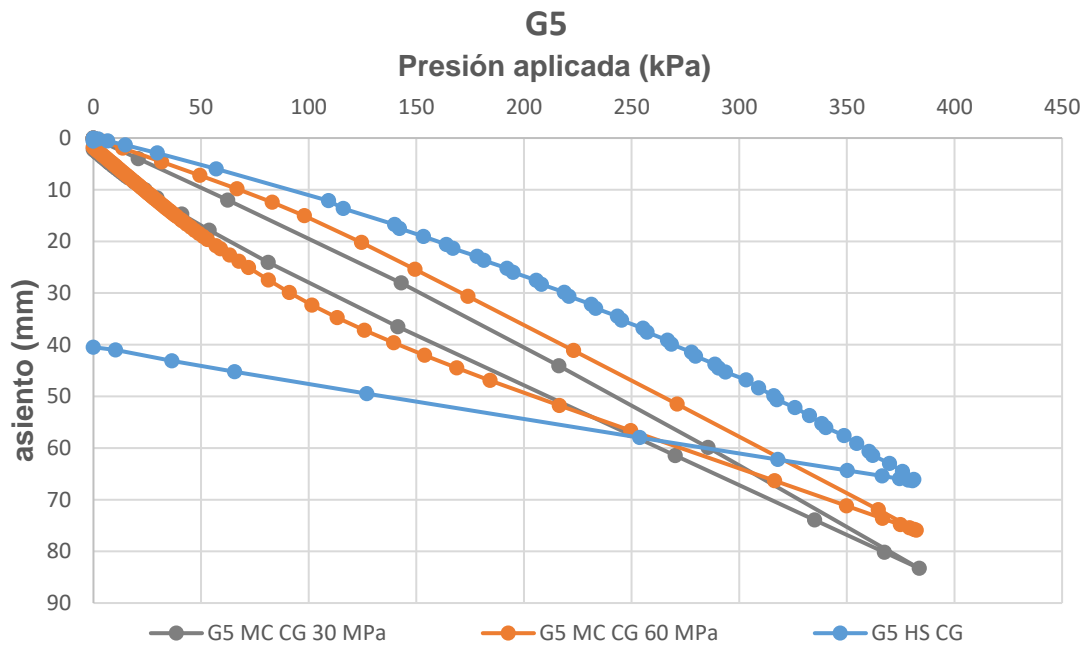


Figura 3.18. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G5.

3.4.5. ZAPATA G6

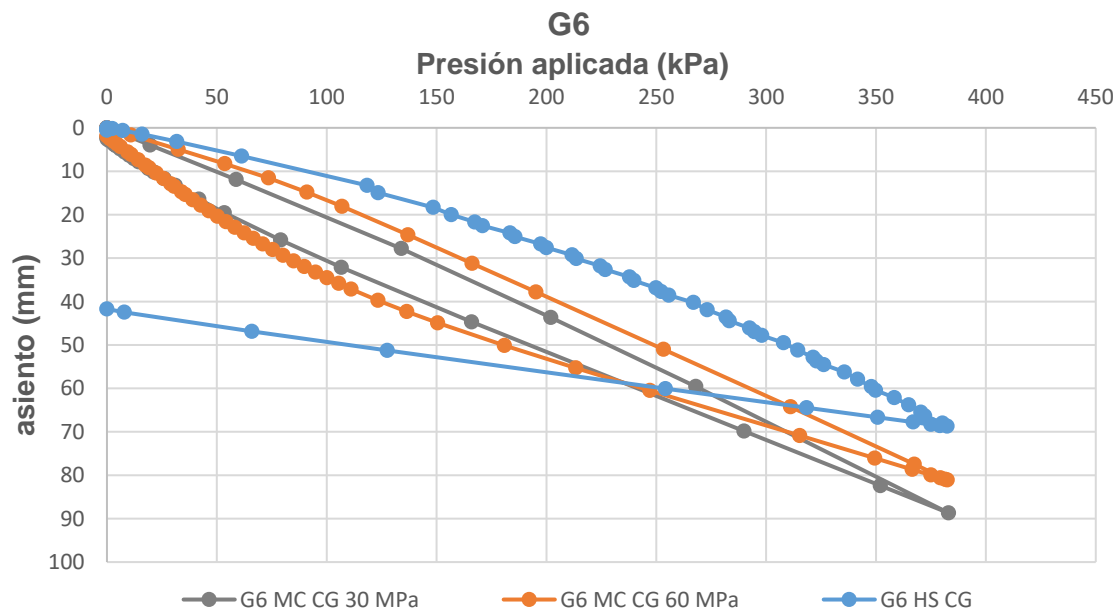


Figura 3.19. Comparación gráfica presión aplicada-asiento entre el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Hardening Soil bajo la zapata G6.

CAPÍTULO 4. RESOLUCIÓN ANALÍTICA DEL CASO DE ESTUDIO

4.1. SOLUCIÓN ANALÍTICA

Según lo expuesto en el Capítulo 1.3. Soluciones Analíticas, en este capítulo se obtiene una solución que será empleada para contrastar los resultados obtenidos mediante métodos numéricos, en el caso de no disponer columnas de grava, bajo la zapata G3, ya que para el resto de situaciones no existen soluciones analíticas sencillas o directas. Se proponen dos metodologías de obtención de soluciones analíticas claramente diferenciadas para la situación de cargas existente (Figura 4.1):

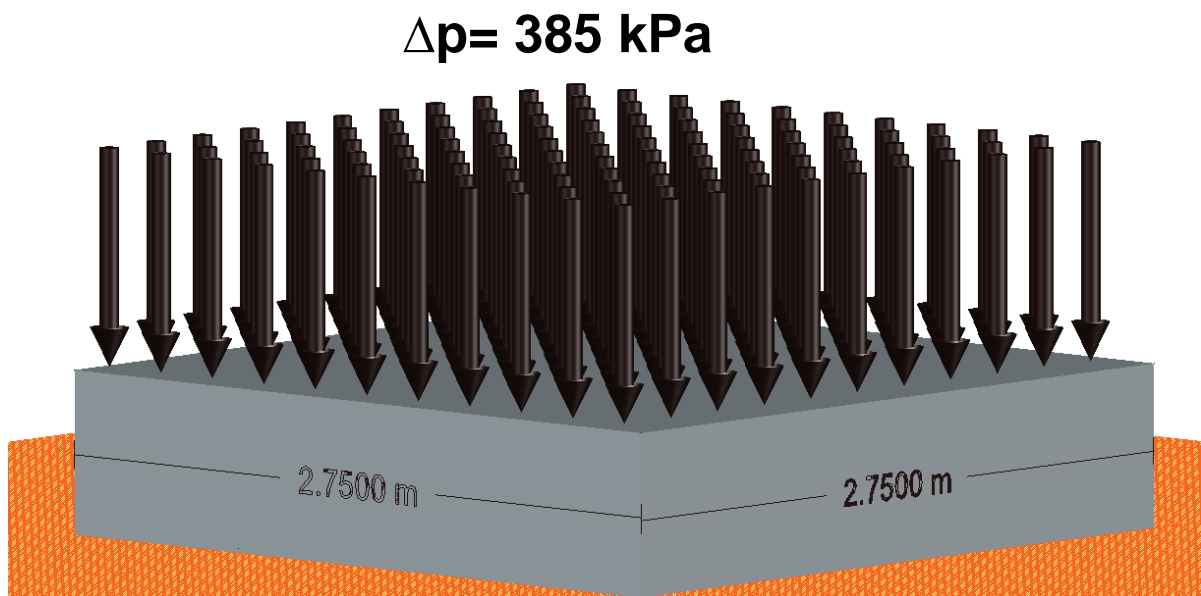


Figura 4.1. Estado de cargas actuante sobre la zapata de estudio.

- En primer lugar, dado que el terreno no es de carácter homogéneo se plantea una posible distribución piramidal para discretizar las diferentes capas de arcilla que lo configuran. El objetivo que se persigue es la obtención del asiento que se producirá en cada una de las mismas, resultando el asiento total que se produce la suma de los anteriores (Figura 4.2). Dado, que el asiento que se producirá dependerá fundamentalmente de la tangente del ángulo tomado en la discretización y de la altura, se plantean dos posibles distribuciones; siendo las mismas, una distribución 1:1 y una distribución 1:2 respectivamente.
- En segundo lugar, se emplea la solución elástica facilitada por la Guía de Cimentaciones, para la estimación de movimientos en el caso de zapatas cuadradas rígidas. Para ello, se estudia la zona de influencia de la zapata

bajo el terreno, lo cual permite determinar un módulo de elasticidad equivalente asociado a ese bulbo de tensiones. En este caso, la profundidad del bulbo de tensiones se determina a $1,5B$ metros, bajo la zapata, siendo B , el ancho de la misma.

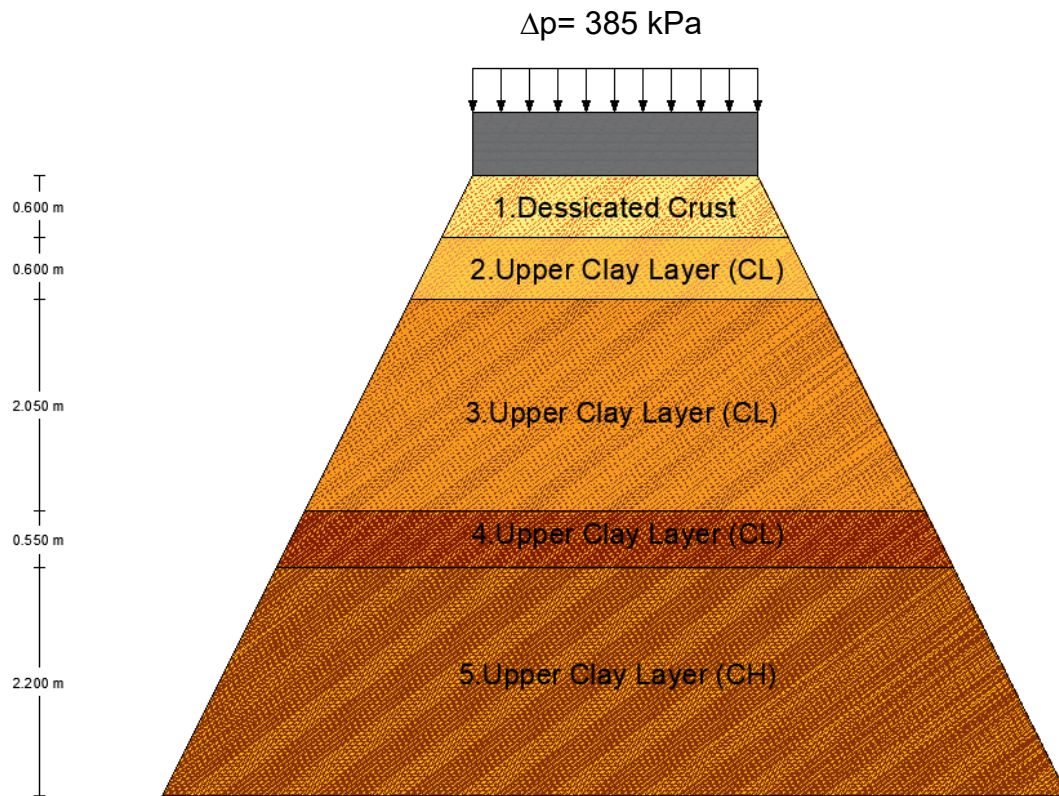


Figura 4.2. Detalle general de la discretización del terreno empleada para una distribución piramidal.

4.1.1. DISTRIBUCIÓN PIRAMIDAL

Tabla 4.1. Discretización de las diferentes capas que forman el terreno para una distribución piramidal.

Capa	Espesor Capa (m)	Discretización piramidal	Eu (kPa)	Espesor discretización (m)
1	0,6	1	1450,1101	0,6
2	0,6	2	3023,9190	0,6
3	2,05	3	5806,0570	0,5125
		4		0,5125
		5		0,5125
		6		0,5125

4	0,55	7	10918,0124	0,55
5	2,2	8	10575,9954	0,55
		9		0,55
		10		0,55
		11		0,55

Esta metodología de cálculo se basa en realizar una discretización que resulte suficiente para poder obtener los asientos que se producen en cada capa de arcilla; para ello, se ha discretizado el terreno en once capas (Tabla 4.1), de espesor y anchura variable, de tal forma que permita obtener dichos asientos con cierto grado de representatividad. Una vez, ha sido definido el espesor y anchura de cada capa, el asiento se obtiene como sigue:

$$s_i = \frac{\Delta\sigma_i}{E_i} h_i \quad s_t = \sum_1^i \frac{\Delta\sigma_i}{E_i} h_i$$

Siendo, s_i , el asiento que se produce en cada una de las capas, y s_t , el asiento total que se produce en el terreno. Teniendo en cuenta, que se trata de un estudio a corto plazo, el módulo de elasticidad de cada capa de arcilla es el módulo de elasticidad a corto plazo, E_{ui} ; por otro lado, h_i corresponde al espesor de cada capa en la discretización mientras que el incremento de tensión total, $\Delta\sigma_i$, se obtiene de la siguiente forma:

$$\Delta \sigma_i = \frac{(\Delta p B^2)}{w_i^2}$$

Siendo ΔP la tensión aplicada sobre la zapata, B las dimensiones de la misma y w_i , el ancho de la capa del terreno para la discretización dada.

4.1.1.1. DISTRIBUCIÓN PIRAMIDAL 1:1

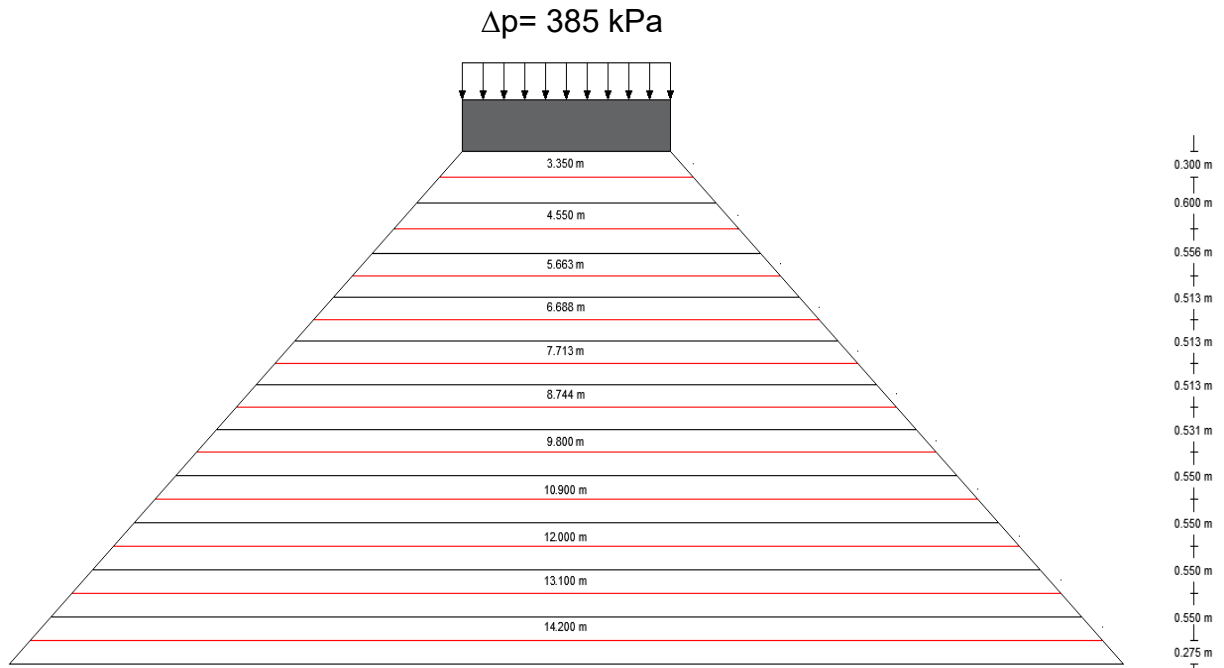


Figura 4.3. Detalle discretización del terreno para una distribución piramidal 1:1.

Tabla 4.2. Solución analítica para una distribución piramidal 1:1.

Capa Dscrt.	E_u (kPa)	h_i (m)	w_i (m)	Z_{ref} (m)	$\Delta\sigma$ (kPa)	s_i (mm)
1	1450,110	0,6	3,35	0,3	258,0920	106,7886
2	3023,9190	0,6	4,55	0,9	139,9076	27,7602
3	5806,0570	0,5125	5,6625	1,45625	90,3333	7,9737
4		0,5125	6,6875	1,96875	64,7644	5,7167
5		0,5125	7,7125	2,48125	48,6938	4,2982
6		0,5125	8,73	2,99	38,0046	3,3547

7	10918,0124	0,55	9,8	3,525	30,1587	1,5193
8	10575,9954	0,55	10,9	4,075	24,3787	1,2678
9		0,55	12	4,625	20,1141	1,0460
10		0,55	13,1	5,175	16,8780	0,8777
11		0,55	14,2	5,725	14,3644	0,7470

Obteniendo finalmente, el asiento total que se produce, como la suma de todos los anteriores (Tabla 4.2):

$$s_t = \sum_1^i s_i = 16,1 \text{ cm}$$

4.1.1.2. DISTRIBUCIÓN PIRAMIDAL 1:2

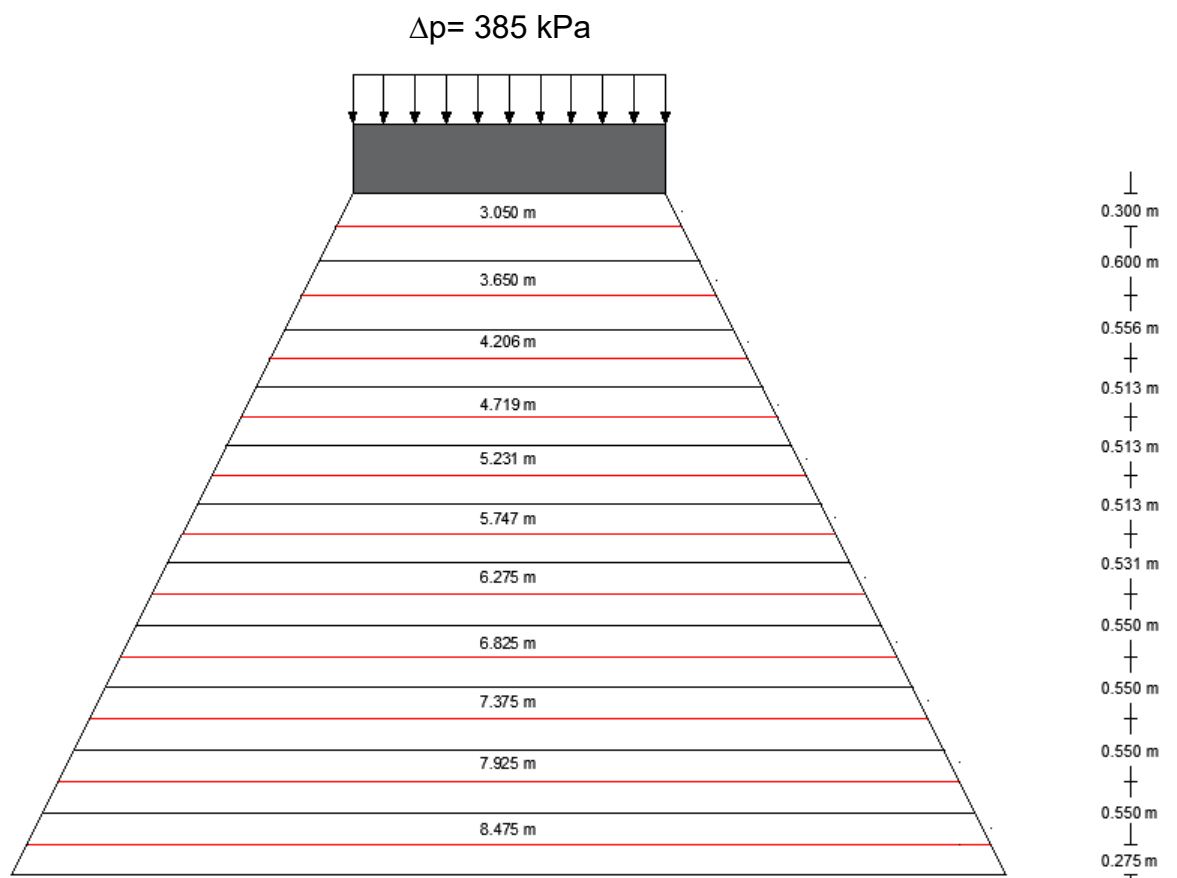


Figura 4.4. Detalle discretización del terreno para una distribución piramidal 1:2.

Tabla 4.3. Solución analítica para una distribución piramidal 1:2.

Capa Dscrt.	E_u (kPa)	h_i (m)	w_i (m)	z_{ref} (m)	$\Delta\sigma_i$ (KPa)	s_i (mm)
1	1450,11013	0,6	3,05	0,3	311,3612	128,8293
2	3023,91902	0,6	3,65	0,9	217,4095	43,1380
3	5806,0570	0,5125	4,20625	1,45625	163,7095	14,4506
4		0,5125	4,719	1,96875	130,0661	11,4809
5		0,5125	5,231	2,48125	105,8509	9,3435
6		0,5125	5,74	2,99	87,9104	7,7598
7	10918,012	0,55	6,275	3,525	73,5591	3,7056
8	10575,995	0,55	6,825	4,075	62,1812	3,2337
9		0,55	7,375	4,625	53,2525	2,7694
10		0,55	7,925	5,175	46,1175	2,3983
11		0,55	8,475	5,725	40,3260	2,0971

Análogamente al caso anterior, el asiento que se obtiene para esta distribución es el siguiente (Tabla 4.3):

$$s_t = \sum_1^i s_i = 22,9 \text{ cm}$$

4.1.2. FÓRMULA ELÁSTICA DE LA GUÍA DE CIMENTACIONES

Otra posible solución para la situación de cálculo es la que propone la Guía de Cimentaciones en el capítulo asociado a la estimación de movimientos para cimentaciones superficiales; para ello, como se ha comentado con anterioridad, se requiere determinar el bulbo de tensiones que provoca la zapata sobre el terreno (Figura 4.5), siendo previamente preciso, determinar un módulo de elasticidad a corto plazo promediado para dicha zona de influencia.

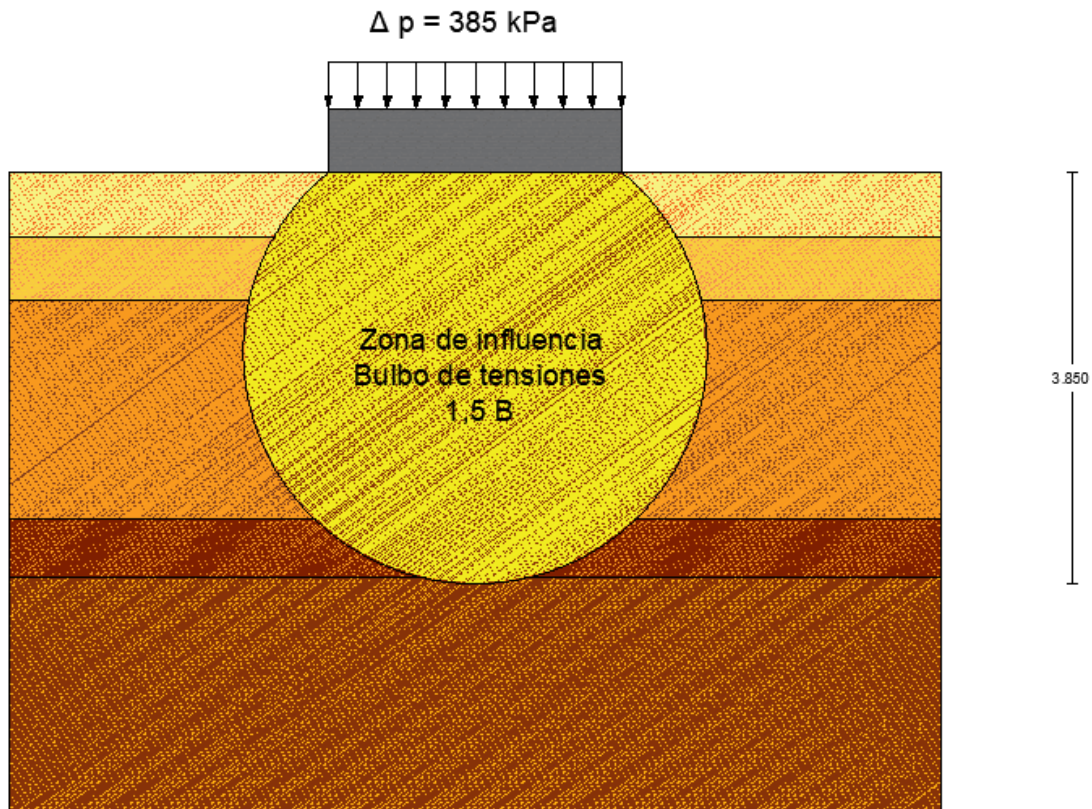


Figura 4.5. Zona de influencia de la zapata bajo el terreno.

Para ello, el cálculo del asiento se obtiene de la siguiente forma:

$$s = \frac{V(1 - \nu_u^2)}{1,25E_u\sqrt{BL}}$$

Siendo V, la fuerza vertical aplicada; dado que la tensión aplicada es una carga constante uniformemente repartida, la fuerza vertical asociada es la resultante

aplicada en el centro de gravedad de la sección. Por otro lado, ν_u , hace referencia al módulo de Poisson en una situación a corto plazo; dado que se trata de una situación en la que no existe cambio de volumen, ν_u toma un valor de 0,5. A su vez B y L son las dimensiones de la zapata y teniendo, en este caso, una zapata cuadrada, B y L son coincidentes. Por último, E_u , es el módulo de la elasticidad en una situación a corto plazo; ya que el terreno no es homogéneo, es preciso obtener un valor de E_u promediado asociado a la zona de influencia, siendo en este caso, el correspondiente a una zona comprendida entre el plano de cimentación y 1,5 veces el ancho de la zapata. (Tabla 4.4)

Tabla 4.4. Cálculo del módulo de elasticidad equivalente en la situación de corto plazo

Espesor Capa (m)	E_u (kPa)	Aportación capa (kPa.m)	E_u promediado(kPa)
0,6	1450,110132	870,0661	5418,88
0,6	3023,919024	1814,3514	
2,05	5806,057016	11902,4169	
0,55	10918,01242	6004,9068	

De esta forma, y con los parámetros de entrada definidos, se obtiene el asiento a partir de la formulación expresada (Tabla 4.5):

Tabla 4.5. Cálculo del asiento a corto plazo según la formulación de la guía de cimentaciones para la estimación de movimientos

V (kN)	ν_u	E_u promediado (kPa)	B=L (m)	s (mm)
2896,4375	0,5	5418,8793	2,75	116,6201

Resultando el mismo:

$$s = 11,7 \text{ cm}$$

4.1.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Una vez obtenidos los resultados para el caso de estudio, puede observarse una correlación entre los mismos, identificándose a su vez, una serie de discrepancias, asociadas a la metodología de cálculo (Tabla 4.6).

Tabla 4.6. Resumen resultados obtenidos mediante las diversas metodologías de cálculo.

Metodología de cálculo	s(cm)
Distribución piramidal 1:1	16,10
Distribución piramidal 1:2	22,90
Fórmula elástica guía cimentaciones	11,70

En primer lugar, la diferencia existente entre los resultados obtenidos mediante distribución piramidal, es debida a la dependencia que presenta el método con la elección de la tangente del ángulo y la altura total de la distribución. Nótese, que el valor de la tangente del ángulo puede variar entre 1:2 para el caso de arcillas blandas, y entre 1:1 para el caso de arenas bien compactadas; por lo tanto, tratar de encontrar un valor intermedio que se ajuste con el asiento que realmente experimenta el terreno, resulta complejo. No obstante, supone una primera aproximación suficiente para el cálculo, resultando, a su vez, más precisa la solución que se obtiene para una distribución 1:1. En segundo lugar, la solución elástica de la Guía de Cimentaciones, se ajusta de forma coherente con los resultados que han sido obtenidos, en el Capítulo 3 de este trabajo de fin grado, mediante modelización por métodos numéricos. A su vez, existe una correlación entre los resultados obtenidos mediante la distribución piramidal 1:1 y la formulación que propone la Guía de Cimentaciones; debiéndose las principales diferencias existentes a la dependencia que presenta la distribución piramidal con el valor de la tangente del ángulo elegida, y a su vez por no tener en cuenta en el cálculo el módulo de Poisson a corto plazo, asociado a una situación en la que no se experimenta variación de volumen.

CONCLUSIONES

Independientemente de haber sido expuestas a lo largo de este trabajo de fin de grado, se incluye cuáles han sido las principales conclusiones obtenidas.

Sobre las columnas de grava

Como se recoge en la bibliografía, las columnas de grava son eficaces para reducir el asiento que se produce en el terreno, tal y como se ha comprobado con los análisis realizados en este trabajo de fin de grado, lo que supone una mejora en la respuesta del mismo frente a las posibles solicitaciones a las que se encuentra sometido. Simular y modelar el comportamiento que tiene el terreno en una situación en la que se disponen las columnas frente a una situación en la que no se disponen, ha hecho que cobre una gran importancia la decisión de considerar ejecutarlas como método de mejora del terreno.

Sobre los métodos numéricos

Los métodos numéricos constituyen un método de cálculo con grandes capacidades; abandonar las condiciones ideales hace que el método de resolución no sea tan sencillo de abordar, dando lugar a ecuaciones complejas que gobiernan los fenómenos. Los métodos numéricos, son capaces de resolver dichas ecuaciones, permitiendo obviar las hipótesis que se realizan para facilitar las situaciones de cálculo. Resultan fundamentales ya que constituyen el cimiento de la modelización computacional llevada a cabo mediante cualquier paquete de Software. Independientemente de esto, requieren ser contrastados con otros métodos como, por ejemplo, soluciones analíticas, debido a las posibles incertidumbres o errores que puedan producirse.

Sobre las soluciones analíticas

La idea fundamental consiste en considerar modelos sencillos y cuya resolución sea relativamente sencilla de llevar a cabo. Independientemente de las simplificaciones e idealizaciones que en esta metodología de cálculo suele asumirse, constituyen un método de resolución que se ajusta en gran medida con la respuesta del fenómeno a analizar.

Sobre las soluciones obtenidas mediante simulación numérica

La simulación numérica permite considerar situaciones que si se planteasen analíticamente resultarían inabordables. Esto supone un gran avance con respecto a la metodología de cálculo, ya que es posible, en gran medida a los métodos numéricos, resolver problemas en los que es posible imponer las

condiciones que realmente se están produciendo en el caso a estudiar y evitar las simplificaciones asociadas al mismo.

Sobre los modelos constitutivos

Como se ha demostrado, la elección del modelo constitutivo adoptado para la resolución del problema juega un papel muy importante en los resultados que se obtienen. Por un lado, el Modelo Mohr-Coulomb es un modelo elástico lineal plástico perfecto, con todas las simplificaciones que eso conlleva, con el cual se han obtenido resultados que han servido como primera aproximación del problema a estudiar. No obstante, ha resultado insuficiente para el cálculo de la situación de análisis, a pesar de proporcionar respuestas coherentes. Por otro lado, el Modelo Hardening Soil es un modelo plástico con rigidización, el cual ha permitido modelar el comportamiento del terreno de una forma más sofisticada, obteniendo comportamientos que se corresponden en mayor grado con lo que realmente se produce en el terreno, permitiendo representar mejor la curva presión aplicada-asiento, ajustando de una forma más precisa la rama de descarga.

Sobre la distribución piramidal

Con respecto a los asientos experimentados bajo la zapata, se ha demostrado que la gran dependencia que muestra el método con la tangente del ángulo elegida puede proporcionar valores que resultan muy dispersos entre sí; Además es preciso tener en cuenta que la metodología de cálculo no considera el coeficiente de poisson en una situación en la que no se experimenta cambio de volumen, por lo tanto, es necesario poner atención cuando se evalúen los resultados que se obtienen.

Sobre la simulación de medidas experimentales

La simulación de las curvas presión aplicada-asiento ha sido reproducida con cierto grado de precisión, en cierto modo debido al modelo constitutivo empleado. Sin embargo, la simulación numérica del ensayo triaxial con drenaje, debido a no haber sido modificado el ángulo de dilatancia y el ángulo de rozamiento interno durante la modelización, no ha podido ser ajustada con una gran precisión para algunos estados de carga.

Sobre la ingeniería del terreno

En este trabajo de fin de grado he tenido la ocasión de profundizar en una materia que siempre me ha llamado especialmente la atención; y a su vez, me ha permitido despejar algunas dudas que pudieran haber no quedado resueltas con anterioridad. No obstante, nunca se debe de olvidar que cuanto más se profundiza en una materia más complicaciones pueden llegar a surgir.

Sobre el caso de estudio

El caso de estudio ha supuesto una gran oportunidad para mí ya que gracias a él he podido acceder a una buena campaña experimental y a la interpretación de esos resultados para obtener parámetros del terreno y predecir su posible respuesta.

REFERENCIAS

- Bielza, A. 1999. Manual de técnicas de mejora del terreno. U.D.Proyectos. E.T.S.I.M. Madrid.
- Brinkgreve, R.B.J y Broere, W. 2018. Plaxis 3d Foundation Manual. A.A Balkema Publishers.
- Castro, J. 2008. Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.
- Castro, J. 2017. Notas asignatura Ampliación de Geotecnia. E.T.S.I.C.C.P Santander.
- Kirsch, K. y Kirsch, F. 2010. Ground Improvement by Deep Vibratory Method, Oxon.
- Ministerio de Fomento, 2009. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. Dirección General de Carreteras.
- Mitchell, J.K. 1981. Soil improvment: state-of-the-art report. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 509-625.
- Raju, V.R., Hari Krishna, R. y Wegner, R. 2004. Ground Improvment using Vibro Replacement in Asia 1994 to 2004 – A 10 Years Review. 5th International Conference on Ground Improvment Techniques, Kuala Lumpur.
- Suazo G. 2009. Método de elementos finitos aplicado al diseño de pantallas de contención. Memoria de titulación. Universidad técnica Federico Santa María. Facultad de Ingeniería Civil.
- Schaefer, V.R. 1997. Ground improvement, Ground Reinforcement and Ground Treatment: Developments 1987-1997. Geotechnical Special Publication nº 69, ASCE.
- Stuedlein, A. y Holtz, R. 2008. Test site descri characterization. Chapter 4.
- Stuedlein, A. y Holtz, R. 2010. Undrained Displacement Behavior of Spread Footing in Clay.
- Stuedlein, A. y Holtz, R. 2012. Analysis of Footing Load Tests on Aggregate Pier Reinforced Clay.
- Stuedlein, A. y Holtz, R. 2012. Geotech. Characterization and RFM of Desiccated Clay.

ANEJO 1. JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO DEL ENSAYO TRIAXIAL MODELADO MEDIANTE PLAXIS

Presión 21 kPa

Tabla A1.1. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 21 kPa.

21 kPa	
ε (%)	$\Delta\sigma$ (kPa)
0,00	0,00
0,00	43,17
0,00	68,19
-0,01	84,52
-0,01	96,02
-0,01	104,55
-0,01	111,21
-0,01	116,61
-0,02	121,05
-0,02	124,76
-0,02	127,90
-0,02	129,78
-0,02	129,78
-0,03	129,77
-0,03	129,77
-0,03	129,76
-0,03	129,76
-0,03	129,75
-0,04	129,75
-0,04	129,75
-0,04	129,75
-0,04	129,76
-0,04	129,76
-0,05	129,76
-0,05	129,76
-0,05	129,76
-0,05	129,76
-0,05	129,76
-0,06	129,76
-0,06	129,76
-0,06	129,76
-0,06	129,76

-0,07	129,76
-0,07	129,76
-0,07	129,76
-0,07	129,76
-0,07	129,76
-0,08	129,76
-0,08	129,76
-0,08	129,76
-0,08	129,76
-0,08	129,76
-0,09	129,76
-0,09	129,76
-0,09	129,76
-0,09	129,76
-0,09	129,76
-0,10	129,76
-0,10	129,76
-0,10	129,76
-0,10	129,76
-0,10	129,76
-0,11	129,76
-0,11	129,76
-0,11	129,76
-0,11	129,76
-0,11	129,76
-0,12	129,76
-0,12	129,76
-0,12	129,76
-0,12	129,76
-0,12	129,76
-0,13	129,76
-0,13	129,76
-0,13	129,76
-0,13	129,76
-0,13	129,76
-0,14	129,76
-0,14	129,76
-0,14	129,76
-0,14	129,76
-0,14	129,76
-0,15	129,76
-0,15	129,76
-0,15	129,76
-0,15	129,76
-0,16	129,76
-0,16	129,76
-0,16	129,76

-0,16	129,76
-0,16	129,76
-0,17	129,76
-0,17	129,76
-0,17	129,76
-0,17	129,76
-0,17	129,76
-0,18	129,76
-0,18	129,76
-0,18	129,76
-0,18	129,76
-0,18	129,76
-0,19	129,76
-0,19	129,76
-0,19	129,76
-0,19	129,76
-0,19	129,76
-0,20	129,76
-0,20	129,76
-0,20	129,76

Tabla A1.2. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 21 kPa.

21 kPa	
ε (%)	ε_v (%)
0,00	0,0000
0,00	-0,0014
0,00	-0,0024
-0,01	-0,0032
-0,01	-0,0039
-0,01	-0,0044
-0,01	-0,0049
-0,01	-0,0052
-0,02	-0,0055
-0,02	-0,0056
-0,02	-0,0057
-0,02	-0,0056
-0,02	-0,0054
-0,03	-0,0052
-0,03	-0,0048
-0,03	-0,0043
-0,03	-0,0039
-0,03	-0,0034
-0,04	-0,0029
-0,04	-0,0025
-0,04	-0,0020

-0,04	-0,0015
-0,04	-0,0011
-0,05	-0,0006
-0,05	-0,0001
-0,05	0,0003
-0,05	0,0008
-0,05	0,0013
-0,06	0,0017
-0,06	0,0022
-0,06	0,0027
-0,06	0,0031
-0,06	0,0036
-0,07	0,0041
-0,07	0,0045
-0,07	0,0050
-0,07	0,0055
-0,07	0,0059
-0,08	0,0064
-0,08	0,0069
-0,08	0,0073
-0,08	0,0078
-0,08	0,0083
-0,09	0,0087
-0,09	0,0092
-0,09	0,0097
-0,09	0,0101
-0,09	0,0106
-0,10	0,0111
-0,10	0,0115
-0,10	0,0120
-0,10	0,0125
-0,10	0,0129
-0,11	0,0134
-0,11	0,0139
-0,11	0,0143
-0,11	0,0148
-0,11	0,0153
-0,12	0,0157
-0,12	0,0162
-0,12	0,0167
-0,12	0,0171
-0,12	0,0176
-0,13	0,0181
-0,13	0,0185
-0,13	0,0190
-0,13	0,0195
-0,13	0,0199
-0,14	0,0204

-0,14	0,0209
-0,14	0,0213
-0,14	0,0218
-0,14	0,0223
-0,15	0,0227
-0,15	0,0232
-0,15	0,0237
-0,15	0,0241
-0,15	0,0246
-0,16	0,0251
-0,16	0,0255
-0,16	0,0260
-0,16	0,0265
-0,16	0,0269
-0,17	0,0274
-0,17	0,0279
-0,17	0,0283
-0,17	0,0288
-0,17	0,0293
-0,18	0,0297
-0,18	0,0302
-0,18	0,0307
-0,18	0,0311
-0,18	0,0316
-0,19	0,0321
-0,19	0,0325
-0,19	0,0330
-0,19	0,0335
-0,19	0,0339
-0,20	0,0344
-0,20	0,0349
-0,20	0,0353

Presión 48 kPa

Tabla A1.3. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 48 kPa.

48 kPa	
ε (%)	$\Delta\sigma$ (kPa)
0,00	0,00
0,00	71,62
0,00	120,01
-0,01	153,17
-0,01	172,82

-0,01	189,83
-0,01	204,62
-0,01	217,56
-0,02	228,89
-0,02	238,88
-0,02	247,82
-0,02	255,84
-0,02	263,05
-0,03	269,56
-0,03	275,44
-0,03	280,77
-0,03	285,61
-0,03	290,02
-0,04	294,05
-0,04	295,95
-0,04	295,94
-0,04	295,93
-0,04	295,92
-0,05	295,90
-0,05	295,89
-0,05	295,89
-0,05	295,89
-0,05	295,89
-0,06	295,90
-0,06	295,91
-0,06	295,91
-0,06	295,91
-0,06	295,92
-0,07	295,92
-0,07	295,91
-0,07	295,91
-0,07	295,91
-0,07	295,91
-0,08	295,90
-0,08	295,90
-0,08	295,90
-0,08	295,91
-0,08	295,91
-0,09	295,91
-0,09	295,91
-0,09	295,91
-0,09	295,91
-0,09	295,91
-0,10	295,91
-0,10	295,91
-0,10	295,91
-0,10	295,91
-0,10	295,91

-0,11	295,91
-0,11	295,91
-0,11	295,91
-0,11	295,91
-0,11	295,91
-0,12	295,91
-0,12	295,91
-0,12	295,91
-0,12	295,91
-0,12	295,91
-0,13	295,91
-0,13	295,91
-0,13	295,91
-0,13	295,91
-0,13	295,91
-0,14	295,91
-0,14	295,91
-0,14	295,91
-0,14	295,91
-0,14	295,91
-0,15	295,91
-0,15	295,91
-0,15	295,91
-0,15	295,91
-0,15	295,91
-0,16	295,91
-0,16	295,91
-0,16	295,91
-0,16	295,91
-0,16	295,91
-0,17	295,91
-0,17	295,91
-0,17	295,91
-0,17	295,91
-0,17	295,91
-0,18	295,91
-0,18	295,91
-0,18	295,91
-0,18	295,91
-0,18	295,91
-0,19	295,91
-0,19	295,91
-0,19	295,91
-0,19	295,91
-0,20	295,91
-0,20	295,91
-0,20	295,91

Tabla A1.4. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 48 kPa.

48 kPa	
ε (%)	ε_v (%)
0,00	0,0000
0,00	-0,0014
0,00	-0,0026
-0,01	-0,0036
-0,01	-0,0045
-0,01	-0,0052
-0,01	-0,0059
-0,01	-0,0064
-0,02	-0,0069
-0,02	-0,0073
-0,02	-0,0077
-0,02	-0,0080
-0,02	-0,0083
-0,03	-0,0084
-0,03	-0,0085
-0,03	-0,0085
-0,03	-0,0084
-0,03	-0,0083
-0,04	-0,0082
-0,04	-0,0079
-0,04	-0,0077
-0,04	-0,0072
-0,04	-0,0067
-0,05	-0,0063
-0,05	-0,0058
-0,05	-0,0053
-0,05	-0,0049
-0,05	-0,0044
-0,06	-0,0039
-0,06	-0,0035
-0,06	-0,0030
-0,06	-0,0025
-0,06	-0,0021
-0,07	-0,0016
-0,07	-0,0011
-0,07	-0,0007
-0,07	-0,0002
-0,07	0,0003
-0,08	0,0008
-0,08	0,0012
-0,08	0,0017
-0,08	0,0022

-0,08	0,0026
-0,09	0,0031
-0,09	0,0036
-0,09	0,0040
-0,09	0,0045
-0,09	0,0050
-0,10	0,0054
-0,10	0,0059
-0,10	0,0064
-0,10	0,0068
-0,10	0,0073
-0,11	0,0078
-0,11	0,0082
-0,11	0,0087
-0,11	0,0092
-0,11	0,0096
-0,12	0,0101
-0,12	0,0106
-0,12	0,0110
-0,12	0,0115
-0,12	0,0120
-0,13	0,0124
-0,13	0,0129
-0,13	0,0134
-0,13	0,0138
-0,13	0,0143
-0,14	0,0148
-0,14	0,0152
-0,14	0,0157
-0,14	0,0162
-0,14	0,0166
-0,15	0,0171
-0,15	0,0176
-0,15	0,0180
-0,15	0,0185
-0,15	0,0190
-0,16	0,0194
-0,16	0,0199
-0,16	0,0204
-0,16	0,0208
-0,16	0,0213
-0,17	0,0218
-0,17	0,0222
-0,17	0,0227
-0,17	0,0232
-0,17	0,0236
-0,18	0,0241
-0,18	0,0246

-0,18	0,0250
-0,18	0,0255
-0,18	0,0260
-0,19	0,0264
-0,19	0,0269
-0,19	0,0274
-0,19	0,0278
-0,19	0,0283
-0,20	0,0288
-0,20	0,0292
-0,20	0,0297

Presión 101 kPa

Tabla A1.5. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 101 kPa.

101 kPa	
ε (%)	$\Delta\sigma$ (kPa)
0,00	0,00
0,00	105,62
0,00	161,40
-0,01	208,63
-0,01	249,89
-0,01	286,48
-0,01	319,22
-0,01	348,68
-0,02	375,29
-0,02	399,41
-0,02	421,29
-0,02	441,21
-0,02	459,38
-0,03	475,98
-0,03	491,18
-0,03	505,17
-0,03	518,15
-0,03	530,19
-0,04	541,38
-0,04	551,78
-0,04	561,46
-0,04	570,48
-0,04	578,90
-0,05	586,76
-0,05	594,11
-0,05	601,00

-0,05	607,45
-0,05	613,51
-0,06	619,20
-0,06	622,13
-0,06	622,12
-0,06	622,11
-0,06	622,08
-0,07	622,05
-0,07	622,03
-0,07	622,02
-0,07	622,01
-0,07	622,01
-0,08	622,02
-0,08	622,04
-0,08	622,05
-0,08	622,06
-0,08	622,06
-0,09	622,07
-0,09	622,06
-0,09	622,06
-0,09	622,05
-0,09	622,05
-0,10	622,04
-0,10	622,04
-0,10	622,04
-0,10	622,04
-0,10	622,04
-0,11	622,05
-0,11	622,05
-0,11	622,05
-0,11	622,05
-0,11	622,05
-0,12	622,05
-0,12	622,05
-0,12	622,05
-0,12	622,05
-0,12	622,05
-0,13	622,05
-0,13	622,05
-0,13	622,05
-0,13	622,05
-0,13	622,05
-0,14	622,05
-0,14	622,05
-0,14	622,05
-0,14	622,05
-0,14	622,05
-0,15	622,05

-0,15	622,05
-0,15	622,05
-0,15	622,05
-0,15	622,05
-0,16	622,05
-0,16	622,05
-0,16	622,05
-0,16	622,05
-0,16	622,05
-0,17	622,05
-0,17	622,05
-0,17	622,05
-0,17	622,05
-0,17	622,05
-0,18	622,05
-0,18	622,05
-0,18	622,05
-0,18	622,05
-0,18	622,05
-0,19	622,05
-0,19	622,05
-0,19	622,05
-0,19	622,05
-0,19	622,05
-0,20	622,05
-0,20	622,05
-0,20	622,05

Tabla A1.6. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 101 kPa.

101 kPa	
ε (%)	ε_v (%)
0,00	0,0000
0,00	-0,0015
0,00	-0,0028
-0,01	-0,0040
-0,01	-0,0050
-0,01	-0,0059
-0,01	-0,0067
-0,01	-0,0075
-0,02	-0,0081
-0,02	-0,0087
-0,02	-0,0093
-0,02	-0,0098
-0,02	-0,0102

-0,03	-0,0106
-0,03	-0,0110
-0,03	-0,0114
-0,03	-0,0117
-0,03	-0,0119
-0,04	-0,0121
-0,04	-0,0122
-0,04	-0,0122
-0,04	-0,0123
-0,04	-0,0122
-0,05	-0,0122
-0,05	-0,0121
-0,05	-0,0119
-0,05	-0,0118
-0,05	-0,0115
-0,06	-0,0113
-0,06	-0,0110
-0,06	-0,0105
-0,06	-0,0101
-0,06	-0,0096
-0,07	-0,0091
-0,07	-0,0087
-0,07	-0,0082
-0,07	-0,0077
-0,07	-0,0073
-0,08	-0,0068
-0,08	-0,0063
-0,08	-0,0059
-0,08	-0,0054
-0,08	-0,0049
-0,09	-0,0045
-0,09	-0,0040
-0,09	-0,0035
-0,09	-0,0031
-0,09	-0,0026
-0,10	-0,0021
-0,10	-0,0017
-0,10	-0,0012
-0,10	-0,0007
-0,10	-0,0003
-0,11	0,0002
-0,11	0,0007
-0,11	0,0011
-0,11	0,0016
-0,11	0,0021
-0,12	0,0025
-0,12	0,0030
-0,12	0,0035

-0,12	0,0039
-0,12	0,0044
-0,13	0,0049
-0,13	0,0053
-0,13	0,0058
-0,13	0,0063
-0,13	0,0067
-0,14	0,0072
-0,14	0,0077
-0,14	0,0081
-0,14	0,0086
-0,14	0,0091
-0,15	0,0095
-0,15	0,0100
-0,15	0,0105
-0,15	0,0109
-0,15	0,0114
-0,16	0,0119
-0,16	0,0123
-0,16	0,0128
-0,16	0,0133
-0,16	0,0137
-0,17	0,0142
-0,17	0,0147
-0,17	0,0151
-0,17	0,0156
-0,17	0,0161
-0,18	0,0165
-0,18	0,0170
-0,18	0,0175
-0,18	0,0179
-0,18	0,0184
-0,19	0,0189
-0,19	0,0194
-0,19	0,0198
-0,19	0,0203
-0,19	0,0208
-0,20	0,0212
-0,20	0,0217
-0,20	0,0222

Presión 257 kPa

Tabla A1.7. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 257 kPa.

257 kPa	
ε (%)	$\Delta\sigma$ (kPa)
0,00	0,00
0,00	143,57
0,00	254,98
-0,01	349,73
-0,01	433,57
-0,01	509,34
-0,01	578,67
-0,01	642,60
-0,02	701,89
-0,02	757,06
-0,02	808,58
-0,02	856,76
-0,02	901,89
-0,03	944,24
-0,03	984,03
-0,03	1021,44
-0,03	1056,66
-0,03	1089,85
-0,04	1121,14
-0,04	1150,67
-0,04	1178,56
-0,04	1204,92
-0,04	1229,86
-0,05	1253,48
-0,05	1275,95
-0,05	1297,38
-0,05	1317,82
-0,05	1337,33
-0,06	1355,94
-0,06	1373,70
-0,06	1390,67
-0,06	1406,90
-0,06	1422,41
-0,07	1437,24
-0,07	1451,43
-0,07	1465,02
-0,07	1478,04
-0,07	1490,51
-0,08	1502,46

-0,08	1513,93
-0,08	1524,93
-0,08	1535,49
-0,08	1545,64
-0,09	1555,39
-0,09	1564,76
-0,09	1573,80
-0,09	1582,20
-0,09	1582,21
-0,10	1582,20
-0,10	1582,15
-0,10	1582,08
-0,10	1582,01
-0,10	1581,96
-0,11	1581,92
-0,11	1581,92
-0,11	1581,93
-0,11	1581,95
-0,11	1581,99
-0,12	1582,02
-0,12	1582,04
-0,12	1582,05
-0,12	1582,05
-0,12	1582,05
-0,13	1582,03
-0,13	1582,02
-0,13	1582,00
-0,13	1581,99
-0,13	1581,99
-0,14	1581,99
-0,14	1581,99
-0,14	1582,00
-0,14	1582,01
-0,14	1582,01
-0,15	1582,02
-0,15	1582,02
-0,15	1582,02
-0,15	1582,02
-0,15	1582,01
-0,16	1582,01
-0,16	1582,01
-0,16	1582,01
-0,16	1582,01
-0,16	1582,01
-0,17	1582,01
-0,17	1582,01
-0,17	1582,01
-0,17	1582,01

-0,17	1582,01
-0,18	1582,01
-0,18	1582,01
-0,18	1582,01
-0,18	1582,01
-0,18	1582,01
-0,19	1582,01
-0,19	1582,01
-0,19	1582,01
-0,19	1582,01
-0,19	1582,01
-0,19	1582,01
-0,20	1582,01
-0,20	1582,01
-0,20	1582,01

Tabla A1.8. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 257 kPa.

257 kPa	
ε (%)	ε_v (%)
0,00	0,0000
0,00	-0,0016
0,00	-0,0030
-0,01	-0,0044
-0,01	-0,0055
-0,01	-0,0066
-0,01	-0,0077
-0,01	-0,0086
-0,02	-0,0095
-0,02	-0,0103
-0,02	-0,0111
-0,02	-0,0118
-0,02	-0,0125
-0,03	-0,0132
-0,03	-0,0138
-0,03	-0,0143
-0,03	-0,0149
-0,03	-0,0154
-0,04	-0,0158
-0,04	-0,0163
-0,04	-0,0167
-0,04	-0,0171
-0,04	-0,0175
-0,05	-0,0179
-0,05	-0,0182
-0,05	-0,0185
-0,05	-0,0187

-0,05	-0,0189
-0,06	-0,0191
-0,06	-0,0192
-0,06	-0,0194
-0,06	-0,0194
-0,06	-0,0195
-0,07	-0,0195
-0,07	-0,0195
-0,07	-0,0195
-0,07	-0,0194
-0,07	-0,0193
-0,08	-0,0192
-0,08	-0,0191
-0,08	-0,0189
-0,08	-0,0187
-0,08	-0,0185
-0,09	-0,0183
-0,09	-0,0181
-0,09	-0,0178
-0,09	-0,0175
-0,09	-0,0170
-0,10	-0,0166
-0,10	-0,0161
-0,10	-0,0156
-0,10	-0,0152
-0,10	-0,0147
-0,11	-0,0142
-0,11	-0,0138
-0,11	-0,0133
-0,11	-0,0128
-0,11	-0,0124
-0,12	-0,0119
-0,12	-0,0114
-0,12	-0,0110
-0,12	-0,0105
-0,12	-0,0100
-0,13	-0,0096
-0,13	-0,0091
-0,13	-0,0086
-0,13	-0,0082
-0,13	-0,0077
-0,14	-0,0072
-0,14	-0,0068
-0,14	-0,0063
-0,14	-0,0058
-0,14	-0,0054
-0,15	-0,0049
-0,15	-0,0044

-0,15	-0,0040
-0,15	-0,0035
-0,15	-0,0030
-0,16	-0,0026
-0,16	-0,0021
-0,16	-0,0016
-0,16	-0,0012
-0,16	-0,0007
-0,17	-0,0002
-0,17	0,0002
-0,17	0,0007
-0,17	0,0012
-0,17	0,0016
-0,18	0,0021
-0,18	0,0026
-0,18	0,0030
-0,18	0,0035
-0,18	0,0040
-0,19	0,0044
-0,19	0,0049
-0,19	0,0054
-0,19	0,0058
-0,19	0,0063
-0,20	0,0068
-0,20	0,0072
-0,20	0,0077

Presión 375 kPa

Tabla A1.9. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - $\Delta\sigma$. Presión 375 kPa.

375 kPa	
ε (%)	$\Delta\sigma$ (kPa)
0,00	0,00
0,00	178,99
0,00	321,19
-0,01	443,23
-0,01	551,95
-0,01	650,82
-0,01	741,86
-0,01	826,41
-0,02	905,37
-0,02	979,42
-0,02	1049,10

-0,02	1114,78
-0,02	1176,83
-0,03	1235,52
-0,03	1291,12
-0,03	1343,84
-0,03	1393,87
-0,03	1441,39
-0,04	1486,54
-0,04	1529,49
-0,04	1570,37
-0,04	1609,29
-0,04	1646,38
-0,05	1681,73
-0,05	1715,45
-0,05	1747,63
-0,05	1778,36
-0,05	1807,73
-0,06	1835,83
-0,06	1862,83
-0,06	1888,80
-0,06	1913,76
-0,06	1937,76
-0,07	1960,83
-0,07	1983,04
-0,07	2004,42
-0,07	2025,01
-0,07	2044,83
-0,08	2063,93
-0,08	2082,33
-0,08	2100,07
-0,08	2117,17
-0,08	2133,66
-0,09	2149,57
-0,09	2164,93
-0,09	2179,76
-0,09	2194,08
-0,09	2207,91
-0,10	2221,28
-0,10	2234,23
-0,10	2246,71
-0,10	2258,81
-0,10	2270,52
-0,11	2281,85
-0,11	2292,81
-0,11	2303,43
-0,11	2308,42
-0,11	2308,39
-0,12	2308,31

-0,12	2308,21
-0,12	2308,12
-0,12	2308,05
-0,12	2308,01
-0,13	2308,00
-0,13	2308,02
-0,13	2308,06
-0,13	2308,11
-0,13	2308,15
-0,14	2308,18
-0,14	2308,20
-0,14	2308,20
-0,14	2308,18
-0,14	2308,16
-0,15	2308,14
-0,15	2308,12
-0,15	2308,11
-0,15	2308,11
-0,15	2308,11
-0,16	2308,11
-0,16	2308,12
-0,16	2308,13
-0,16	2308,14
-0,16	2308,15
-0,17	2308,15
-0,17	2308,15
-0,17	2308,14
-0,17	2308,14
-0,17	2308,13
-0,18	2308,13
-0,18	2308,13
-0,18	2308,13
-0,18	2308,13
-0,18	2308,13
-0,19	2308,13
-0,19	2308,14
-0,19	2308,14
-0,19	2308,14
-0,19	2308,14
-0,20	2308,14
-0,20	2308,14
-0,20	2308,14

Tabla A1.10. Ensayo triaxial, CD, modelado mediante Plaxis. Relación ε - ε_v . Presión 375 kPa.

375 kPa	
ε (%)	ε_v (%)
0,00	0,0000
0,00	-0,0016
0,00	-0,0031
-0,01	-0,0045
-0,01	-0,0057
-0,01	-0,0069
-0,01	-0,0080
-0,01	-0,0090
-0,02	-0,0100
-0,02	-0,0109
-0,02	-0,0118
-0,02	-0,0126
-0,02	-0,0134
-0,03	-0,0141
-0,03	-0,0148
-0,03	-0,0155
-0,03	-0,0161
-0,03	-0,0167
-0,04	-0,0173
-0,04	-0,0178
-0,04	-0,0183
-0,04	-0,0188
-0,04	-0,0193
-0,05	-0,0197
-0,05	-0,0201
-0,05	-0,0206
-0,05	-0,0209
-0,05	-0,0213
-0,06	-0,0217
-0,06	-0,0220
-0,06	-0,0223
-0,06	-0,0225
-0,06	-0,0227
-0,07	-0,0229
-0,07	-0,0231
-0,07	-0,0232
-0,07	-0,0233
-0,07	-0,0234
-0,08	-0,0235
-0,08	-0,0235
-0,08	-0,0235
-0,08	-0,0235

-0,08	-0,0235
-0,09	-0,0234
-0,09	-0,0233
-0,09	-0,0232
-0,09	-0,0231
-0,09	-0,0230
-0,10	-0,0228
-0,10	-0,0227
-0,10	-0,0225
-0,10	-0,0223
-0,10	-0,0220
-0,11	-0,0218
-0,11	-0,0215
-0,11	-0,0213
-0,11	-0,0209
-0,11	-0,0204
-0,12	-0,0200
-0,12	-0,0195
-0,12	-0,0190
-0,12	-0,0185
-0,12	-0,0181
-0,13	-0,0176
-0,13	-0,0171
-0,13	-0,0167
-0,13	-0,0162
-0,13	-0,0157
-0,14	-0,0153
-0,14	-0,0148
-0,14	-0,0143
-0,14	-0,0139
-0,14	-0,0134
-0,15	-0,0129
-0,15	-0,0125
-0,15	-0,0120
-0,15	-0,0115
-0,15	-0,0111
-0,16	-0,0106
-0,16	-0,0101
-0,16	-0,0097
-0,16	-0,0092
-0,16	-0,0087
-0,17	-0,0083
-0,17	-0,0078
-0,17	-0,0073
-0,17	-0,0069
-0,17	-0,0064
-0,18	-0,0059
-0,18	-0,0055

-0,18	-0,0050
-0,18	-0,0045
-0,18	-0,0041
-0,19	-0,0036
-0,19	-0,0031
-0,19	-0,0027
-0,19	-0,0022
-0,19	-0,0017
-0,20	-0,0013
-0,20	-0,0008
-0,20	-0,0003

ANEJO 2. JUSTIFICACIÓN DE CÁLCULO DEL MODELO MOHR-COULOMB Y DEL MODELO HARDENING SOIL RESPECTO DEL ENSAYO EJECUTADO “ IN SITU ”

ZAPATA G2

Tabla A2.1. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G2. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G2 CG 30 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00	0,00	0,00	0,0000
32,94	17,55	3,75	0,0038
98,78	52,63	11,26	0,0113
224,78	119,76	26,26	0,0263
339,33	180,79	41,25	0,0413
451,36	240,48	56,24	0,0562
666,84	355,29	86,18	0,0862
721,08	384,19	94,10	0,0941
691,37	368,35	90,72	0,0907
631,94	336,69	83,95	0,0839
513,08	273,37	70,41	0,0704
276,91	147,53	43,34	0,0433
220,92	117,70	36,57	0,0366
168,06	89,54	29,80	0,0298
143,14	76,26	26,42	0,0264
119,60	63,72	23,04	0,0230
97,03	51,70	19,65	0,0197
75,21	40,07	16,28	0,0163

64,73	34,49	14,60	0,0146
54,51	29,04	12,92	0,0129
44,62	23,77	11,25	0,0113
35,12	18,71	9,60	0,0096
30,55	16,28	8,78	0,0088
26,24	13,98	7,97	0,0080
21,97	11,71	7,17	0,0072
17,73	9,45	6,36	0,0064
15,62	8,32	5,96	0,0060
11,42	6,08	5,15	0,0052
9,33	4,97	4,75	0,0047
5,13	2,74	3,94	0,0039
3,04	1,62	3,54	0,0035
0,98	0,52	3,14	0,0031
0,00	0,00	2,73	0,0027

Tabla A2.2. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G2. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G2 CG 60 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,000	0,00	0,04	0,000
0,000	0,00	0,09	0,000
0,000	0,00	0,00	0,000
20,355	10,85	1,79	0,002
60,635	32,31	5,36	0,005
99,374	52,95	8,92	0,009
133,913	71,35	12,45	0,012
164,053	87,41	15,98	0,016
192,591	102,61	19,50	0,020
248,623	132,46	26,57	0,027
304,634	162,31	33,66	0,034
416,372	221,84	47,87	0,048
527,242	280,91	62,09	0,062
635,688	338,69	76,28	0,076
718,068	382,58	87,50	0,088
716,071	381,52	87,32	0,087
712,077	379,39	86,97	0,087
704,090	375,13	86,27	0,086
688,114	366,62	84,87	0,085
656,163	349,60	82,07	0,082

592,261	315,55	76,47	0,076
464,534	247,50	65,27	0,065
401,377	213,85	59,68	0,060
370,993	197,66	56,88	0,057
342,074	182,25	54,08	0,054
314,594	167,61	51,28	0,051
289,129	154,05	48,48	0,048
265,544	141,48	45,68	0,046
254,205	135,44	44,28	0,044
232,375	123,81	41,48	0,041
221,724	118,13	40,08	0,040
201,022	107,10	37,28	0,037
190,889	101,70	35,89	0,036
180,988	96,43	34,49	0,034
171,286	91,26	33,09	0,033
161,814	86,21	31,70	0,032
152,640	81,33	30,31	0,030
143,812	76,62	28,93	0,029
135,308	72,09	27,55	0,028
127,123	67,73	26,18	0,026
119,149	63,48	24,82	0,025
111,375	59,34	23,46	0,023
103,726	55,26	22,11	0,022
96,232	51,27	20,76	0,021
88,920	47,38	19,42	0,019
85,353	45,48	18,74	0,019
78,312	41,72	17,40	0,017
71,391	38,04	16,07	0,016
64,464	34,35	14,73	0,015
57,521	30,65	13,39	0,013
50,589	26,95	12,06	0,012
43,684	23,27	10,73	0,011
36,814	19,61	9,40	0,009
29,968	15,97	8,07	0,008
23,126	12,32	6,74	0,007
16,296	8,68	5,41	0,005
12,873	6,86	4,75	0,005
6,038	3,22	3,42	0,003
2,602	1,39	2,76	0,003
0,000	0,00	2,10	0,002

Tabla A2.3. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G2. Modelo Hardening Soil.

G2 CG			
Modelo Hardening Soil			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,000	0,000	0,142	0,000
0,000	0,000	0,283	0,000
0,000	0,000	0,296	0,000
0,000	0,000	0,000	0,000
4,770	2,541	0,221	0,000
14,015	7,467	0,662	0,001
31,313	16,683	1,544	0,002
62,112	33,093	3,309	0,003
119,462	63,649	6,839	0,007
229,654	122,358	13,897	0,014
264,386	140,863	17,426	0,017
280,988	149,709	19,189	0,019
289,065	154,012	20,071	0,020
312,861	166,690	21,836	0,022
318,900	169,908	22,718	0,023
342,935	182,714	24,483	0,024
347,656	185,229	25,366	0,025
370,337	197,313	27,130	0,027
374,759	199,669	28,013	0,028
397,239	211,646	29,778	0,030
400,959	213,628	30,660	0,031
422,043	224,862	32,422	0,032
426,327	227,144	33,304	0,033
434,061	231,265	34,185	0,034
456,337	243,133	35,950	0,036
457,946	243,991	36,832	0,037
477,663	254,495	38,594	0,039
482,141	256,881	39,473	0,039
488,422	260,228	40,348	0,040
509,824	271,631	42,112	0,042
521,119	277,649	43,874	0,044
537,066	286,145	45,637	0,046
539,843	287,625	46,513	0,047
556,726	296,620	48,277	0,048
561,420	299,121	49,156	0,049
577,987	307,948	50,918	0,051
592,099	315,466	52,674	0,053
594,056	316,509	53,555	0,054

610,339	325,185	55,311	0,055
623,417	332,152	57,071	0,057
635,961	338,836	58,836	0,059
638,729	340,311	59,718	0,060
654,319	348,617	61,477	0,061
666,311	355,006	63,242	0,063
678,046	361,259	65,000	0,065
681,129	362,901	65,879	0,066
696,081	370,867	67,641	0,068
707,087	376,731	69,404	0,069
716,693	381,849	71,004	0,071
712,869	379,812	70,862	0,071
705,223	375,738	70,578	0,071
689,937	367,594	70,010	0,070
659,395	351,321	68,874	0,069
598,437	318,843	66,602	0,067
477,074	254,182	62,058	0,062
236,944	126,242	52,973	0,053
120,448	64,174	48,431	0,048
15,035	8,011	43,888	0,044
0,000	0,000	43,150	0,043

ZAPATA G3

Tabla A2.4. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G3. Sin columna de grava.

G3 Ensayo “in situ”	
P(kPa)	s(mm)
0,0000	0,0000
47,8992	3,03329
95,7983	8,4971
144,538	15,6768
197,479	28,675
238,655	48,7056
287,395	64,0000
334,454	88,3133
382,353	123,918
287,395	123,684

190,756	120,369
95,7983	113,957
0,0000	93,4948

Tabla A2.5. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G3. Sin columna de grava. Modelo Mohr-Coulomb.

G3			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
169,2070	90,1524	28,2713	0,0283
504,1420	268,6035	84,6736	0,0847
724,1560	385,8256	136,8870	0,1369
557,7010	297,1394	109,0670	0,1091
224,7910	119,7672	53,4277	0,0534
0,0000	0,0000	15,9300	0,0159

Tabla A2.6. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G3. Modelo Hardening Soil. Sin columna de grava.

G3 SCG			
Modelo Hardening Soil			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00	0,00000000	0,0000000	0,0000
4,93	2,62751014	0,2403648	0,0002
14,48	7,71591661	0,72109439	0,0007
32,30	17,2090353	1,68255357	0,0017
63,49	33,8264654	3,59597158	0,0036
119,98	63,9238971	7,42275063	0,0074
172,75	92,0388319	11,2404493	0,0112
222,17	118,370787	15,0404463	0,0150
237,66	126,625379	16,9617125	0,0170
287,79	153,334657	20,8054497	0,0208
298,13	158,83919	22,7256059	0,0227

344,42	183,504978	26,5484662	0,0265
351,61	187,333588	28,4651213	0,0285
368,68	196,431115	30,3814777	0,0304
374,29	199,419246	31,3429369	0,0313
382,03	203,545629	32,3043961	0,0323
404,79	215,668206	34,2273145	0,0342
416,18	221,737108	36,1343314	0,0361
433,77	231,109128	38,0564914	0,0381
435,73	232,153859	39,0179506	0,0390
441,77	235,373101	39,9791573	0,0400
463,39	246,889302	41,9002701	0,0419
473,37	252,206418	43,8067131	0,0438
477,03	254,156682	44,7681723	0,0448
484,08	257,91221	45,7296315	0,0457
489,93	261,032863	46,6880788	0,0467
496,42	264,490643	47,6448477	0,0476
515,87	274,854186	49,5514074	0,0496
525,18	279,809892	51,4568257	0,0515
536,66	285,926646	53,3795957	0,0534
538,87	287,104516	54,3379052	0,0543
544,25	289,972236	55,2978668	0,0553
561,01	298,904098	57,2205852	0,0572
561,79	299,315467	58,1820443	0,0582
575,73	306,747519	60,1018774	0,0601
577,80	307,845737	61,0633366	0,0611
582,77	310,493579	62,0242684	0,0620
598,58	318,922119	63,9470511	0,0639
607,10	323,457577	65,8699179	0,0659
617,70	329,10471	67,7924525	0,0678
618,38	329,470652	68,7539117	0,0688
622,55	331,691795	69,7130837	0,0697
637,23	339,513533	71,6344008	0,0716
644,97	343,637237	73,5491306	0,0735
654,09	348,494069	75,4632324	0,0755
655,20	349,087168	76,424392	0,0764
668,17	355,996805	78,3465881	0,0783
676,71	360,545201	80,2641907	0,0803
684,01	364,436076	82,1871091	0,0822
685,08	365,005912	83,1482591	0,0831
689,17	367,185449	84,1080542	0,0841
701,93	373,981492	86,0284939	0,0860
708,68	377,581575	87,9447717	0,0879
709,50	378,018248	88,9062309	0,0889
719,22	383,195985	90,6391034	0,0906

705,04	375,639184	90,0258077	0,0900
676,67	360,525666	88,7992194	0,0888
619,94	330,298891	86,3460487	0,0863
506,47	269,846411	81,4397472	0,0814
279,56	148,947418	71,6272184	0,0716
0,00	0,00000000	58,0000000	0,0580

ZAPATA G4

Tabla A2.7. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G4.

Ensayo “in situ”	
P(kPa)	s(mm)
0,00000000	0,00000000
47,9262673	1,86666667
95,8525346	5,33333333
143,317972	9,86666667
198,156682	16,53333333
239,631336	22,93333333
287,557604	32,53333333
335,023041	44,53333333
382,949309	57,33333333
287,557604	57,600000
191,705069	55,46666
95,8525346	52,00000
0,00000000	36,26667

Tabla A2.8. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G4. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G4 CG 30 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00	0,00	0,00	0,00000
27,55	14,68	3,06	0,00306
82,63	44,03	9,17	0,00917
191,69	102,13	21,39	0,02139
291,78	155,46	33,60	0,03360
387,05	206,22	45,82	0,04582

479,83	255,65	58,04	0,05804
659,40	351,32	82,43	0,08243
719,91	383,56	91,00	0,09100
709,40	377,97	89,83	0,08983
688,39	366,77	87,50	0,08750
646,36	344,38	82,84	0,08284
562,31	299,60	73,52	0,07352
394,41	210,14	54,87	0,05487
230,56	122,84	36,22	0,03622
154,95	82,55	26,90	0,02690
119,72	63,78	22,24	0,02224
86,47	46,07	17,58	0,01758
70,88	37,76	15,25	0,01525
56,10	29,89	12,92	0,01292
49,00	26,11	11,76	0,01176
35,54	18,94	9,46	0,00946
29,26	15,59	8,31	0,00831
23,13	12,33	7,18	0,00718
20,12	10,72	6,62	0,00662
14,19	7,56	5,49	0,00549
11,33	6,04	4,93	0,00493
8,56	4,56	4,37	0,00437
5,79	3,09	3,82	0,00382
3,04	1,62	3,26	0,00326
1,67	0,89	2,98	0,00298
0,30	0,16	2,70	0,00270
0,00	0,00	2,00	0,00200

Tabla A2.9. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G4. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G4 CG 60 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00000	0,00000	0,21176583	0,00021
0,00000	0,00000	0,42360646	0,00042
4,75392	2,53285701	0,41636005	0,00042
14,17709	7,55345859	1,24908016	0,00125
32,99310	17,578505	2,91447885	0,00291
70,43918	37,5295344	6,24438292	0,00624
107,40257	57,2233848	9,5706301	0,00957
142,75207	76,0573642	12,8914853	0,01289
174,66615	93,0609758	16,2035222	0,01620
204,43067	108,919321	19,5123591	0,01951

232,79643	124,032408	22,8210015	0,02282
287,73723	153,30451	29,4419965	0,02944
341,61977	182,012769	36,0683786	0,03607
448,91097	239,176818	49,3272363	0,04933
555,78841	296,120415	62,5848291	0,06258
660,19079	351,745319	75,8060771	0,07581
717,51764	382,288688	83,200000	0,08320
715,63498	381,285617	83,03360	0,08303
711,86964	379,279474	82,70080	0,08270
704,33899	375,267188	82,03520	0,08204
689,27767	367,242616	80,70400	0,08070
659,15502	351,193468	78,04160	0,07804
598,90969	319,095151	72,71680	0,07272
478,63499	255,013583	62,0673356	0,06207
361,60448	192,660494	51,4177356	0,05142
306,77183	163,446019	46,0944816	0,04609
255,69976	136,235151	40,7696816	0,04077
231,37844	123,276913	38,1073744	0,03811
208,07979	110,863548	35,4449744	0,03544
185,95051	99,0732107	32,7825744	0,03278
165,04555	87,9351855	30,1201744	0,03012
154,98434	82,5746387	28,7892945	0,02879
145,16940	77,3453021	27,4586828	0,02746
135,63799	72,267031	26,1288577	0,02613
126,40370	67,347061	24,8001538	0,02480
117,46661	62,5854368	23,4732463	0,02347
108,81165	57,9741326	22,1492251	0,02215
104,59055	55,7251594	21,4896742	0,02149
96,56960	51,4516471	20,1741205	0,02017
92,57133	49,3213981	19,5182553	0,01952
84,81867	45,1908296	18,2099179	0,01821
81,01109	43,162178	17,5574959	0,01756
73,54385	39,1836781	16,2548635	0,01625
69,87855	37,2308309	15,6055925	0,01561
62,77464	33,4459141	14,310648	0,01431
59,29461	31,5917767	13,6653876	0,01367
55,84969	29,7563457	13,0208155	0,01302
52,47190	27,9566848	12,3774623	0,01238
49,13889	26,1808793	11,7353452	0,01174
45,81344	24,4091001	11,094781	0,01109
42,53193	22,6607358	10,4567674	0,01046
39,32382	20,9514747	9,82307423	0,00982
36,13368	19,2517877	9,19167052	0,00919
32,94769	17,5543147	8,56084319	0,00856

29,76886	15,8606515	7,92987705	0,00793
26,59520	14,1697475	7,29875168	0,00730
23,43319	12,4850479	6,66726727	0,00667
21,85989	11,6468063	6,35133409	0,00635
18,72186	9,97488575	5,71938315	0,00572
15,59069	8,30661872	5,08731025	0,00509
12,46016	6,63869036	4,45501433	0,00446
9,33054	4,97125129	3,82261666	0,00382
7,76400	4,1366105	3,50686069	0,00351
4,63435	2,46915347	2,87557761	0,00288
3,07208	1,63678576	2,56009707	0,00256
1,51475	0,8070467	2,24464752	0,00224
0,00000	0,00000	1,92921984	0,00193

Tabla A2.10. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G4. Modelo Hardening Soil.

G4 CG			
Modelo Hardening Soil			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,0000	0,0000	0,2400	0,0002
0,0000	0,0000	0,4800	0,0005
0,0000	0,0000	0,4970	0,0005
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4,2327	2,2551	0,1983	0,0002
12,4337	6,6246	0,5948	0,0006
27,8045	14,8140	1,3878	0,0014
55,2996	29,4633	2,9741	0,0030
106,6439	56,8192	6,1459	0,0061
205,2370	109,3489	12,4882	0,0125
215,5945	114,8673	14,0730	0,0141
259,4769	138,2476	17,2437	0,0172
274,3765	146,1860	18,8258	0,0188
292,8715	156,0400	20,4114	0,0204
311,8456	166,1493	21,9953	0,0220
328,9404	175,2573	23,5807	0,0236
345,8898	184,2878	25,1670	0,0252
351,0551	187,0399	25,9582	0,0260
371,2100	197,7782	27,5422	0,0275

375,2832	199,9484	28,3337	0,0283
394,9553	210,4296	29,9186	0,0299
398,7626	212,4581	30,7082	0,0307
417,9955	222,7052	32,2901	0,0323
421,4034	224,5210	33,0830	0,0331
439,6836	234,2605	34,6667	0,0347
443,4254	236,2541	35,4590	0,0355
461,6494	245,9637	37,0425	0,0370
464,8963	247,6937	37,8342	0,0378
471,2059	251,0554	38,6262	0,0386
490,1268	261,1363	40,2045	0,0402
501,4607	267,1750	41,7807	0,0418
515,8309	274,8313	43,3654	0,0434
518,3453	276,1710	44,1553	0,0442
534,6456	284,8557	45,7405	0,0457
538,3460	286,8272	46,5305	0,0465
543,9080	289,7906	47,3236	0,0473
560,7506	298,7642	48,9099	0,0489
572,8461	305,2086	50,4959	0,0505
584,8440	311,6011	52,0822	0,0521
595,2262	317,1326	53,6684	0,0537
608,8843	324,4095	55,2547	0,0553
618,7024	329,6406	56,8300	0,0568
631,2948	336,3497	58,4149	0,0584
633,8662	337,7197	59,2078	0,0592
648,4819	345,5069	60,7941	0,0608
659,4771	351,3651	62,3795	0,0624
669,9197	356,9288	63,9657	0,0640
672,7058	358,4132	64,7587	0,0648
686,7300	365,8852	66,3400	0,0663
697,0031	371,3587	67,9256	0,0679
707,3812	376,8880	69,5106	0,0695
710,1558	378,3663	70,3029	0,0703
714,8609	380,8732	71,0652	0,0711
711,0920	378,8651	70,9231	0,0709
703,5556	374,8498	70,6388	0,0706
688,4890	366,8224	70,0703	0,0701
658,3832	350,7822	68,9333	0,0689
598,2934	318,7668	66,6592	0,0667
478,6831	255,0392	62,1110	0,0621
240,6148	128,1980	53,0147	0,0530
126,7534	67,5334	48,4717	0,0485

15,4348	8,2236	43,9236	0,0439
0,0000	0,0000	43,1500	0,0432

ZAPATA G5

Tabla A2.11. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G5.

Ensayo “in situ”	
P(kPa)	s(mm)
0,0000000	0,0000000
47,9200177	1,89861335
142,824352	9,9618829
197,639242	17,1984262
238,617866	27,8924119
287,427941	39,3916186
334,836219	57,0000000
383,160888	75,7221073
287,309442	75,3915396
191,924091	73,4612827
95,6258599	68,8637506
0,00000000	51,733527

Tabla A2.12. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G5. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G5 CG 30 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00	0,00000000	0,05261202	0,00005
0,00	0,00000000	0,10530906	0,00011
0,00	0,00000000	0,00000000	0,00000
39,11	20,8389146	4,00908504	0,00401
117,19	62,4376908	12,0245379	0,01202
268,38	142,989601	28,0574527	0,02806
405,84	216,230834	44,0943168	0,04409
536,02	285,585485	59,8980705	0,05990
720,12	383,676741	83,300000	0,08330
689,73	367,481529	80,1817976	0,08018
628,93	335,092118	73,9454270	0,07395
507,35	270,315384	61,4729724	0,06147

265,49	141,450209	36,5274521	0,03653
152,41	81,2043368	24,0753612	0,02408
100,98	53,8006930	17,8474722	0,01785
77,08	41,0689861	14,7312504	0,01473
55,42	29,5287344	11,6130480	0,01161
45,18	24,0731712	10,0557784	0,01006
35,34	18,8304602	8,50339226	0,00850
30,61	16,3087339	7,73174511	0,00773
28,29	15,0747785	7,34815398	0,00735
26,05	13,8773590	6,96594392	0,00697
23,82	12,6924663	6,58669005	0,00659
21,65	11,5335235	6,21127328	0,00621
19,51	10,3967436	5,83925243	0,00584
17,41	9,2738391	5,46946237	0,00547
16,37	8,72109798	5,28692927	0,00529
14,36	7,65249036	4,92448903	0,00492
13,37	7,12269949	4,74442179	0,00474
11,40	6,07591781	4,38430152	0,00438
9,46	5,04096271	4,02379063	0,00402
7,53	4,01275763	3,66279309	0,00366
5,60	2,98581057	3,30160447	0,00330
3,68	1,96165821	2,94014559	0,00294
2,72	1,44904377	2,75917648	0,00276
0,80	0,42527701	2,39610991	0,00240
0,00	0,00000000	2,21369533	0,00221

Tabla A2.13. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G5. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G5 CG 60 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00	0,0000000	0,09730005	0,0001
0,00	0,0000000	0,19475152	0,0002
0,00	0,0000000	0,0000000	0,0000
8,61	4,58965409	0,6599707	0,0007
25,63	13,6567045	1,97975912	0,0020
59,53	31,717736	4,61571459	0,0046
92,88	49,4848727	7,2390355	0,0072
125,26	66,7358294	9,84926902	0,0098
155,99	83,1091127	12,4505383	0,0125
184,00	98,0342649	15,0422719	0,0150
233,82	124,578868	20,2228105	0,0202
280,45	149,419547	25,4305742	0,0254
326,60	174,012618	30,6518864	0,0307
418,68	223,070717	41,1268601	0,0411
509,05	271,216093	51,5105406	0,0515

684,41	364,651232	71,9462154	0,0719
717,49	382,272887	75,9000000	0,0759
715,53	381,228	75,7482547	0,0757
711,60	379,138253	75,4447652	0,0754
703,76	374,958751	74,8377876	0,0748
688,07	366,599747	73,6238353	0,0736
656,69	349,882294	71,195971	0,0712
593,94	316,448328	66,3402541	0,0663
468,53	249,629299	56,6292349	0,0566
406,35	216,499837	51,7744524	0,0518
345,83	184,253493	46,9201414	0,0469
316,79	168,784273	44,4921903	0,0445
288,85	153,900029	42,0633903	0,0421
261,93	139,55279	39,6345903	0,0396
236,36	125,932274	37,2057903	0,0372
212,66	113,304622	34,7769903	0,0348
190,61	101,554896	32,3481903	0,0323
170,92	91,0629271	29,9193903	0,0299
152,63	81,3211412	27,4912772	0,0275
135,28	72,0782873	25,0686017	0,0251
126,92	67,6207797	23,860572	0,0239
118,83	63,3099183	22,654942	0,0227
110,92	59,0990994	21,453081	0,0215
107,02	57,0176201	20,8536772	0,0209
99,48	53,0034965	19,6577872	0,0197
95,75	51,0161368	19,0621403	0,0191
92,09	49,0661066	18,4673685	0,0185
88,46	47,1303144	17,8744044	0,0179
84,88	45,2210603	17,2831945	0,0173
81,36	43,3481129	16,6938656	0,0167
77,92	41,5131977	16,1066808	0,0161
76,21	40,6015377	15,8144008	0,0158
72,86	38,8176679	15,2317719	0,0152
71,19	37,9303779	14,9423882	0,0149
69,55	37,0556961	14,6541111	0,0147
67,92	36,1894568	14,3677582	0,0144
66,31	35,3273949	14,0825801	0,0141
64,71	34,4767892	13,798465	0,0138
63,13	33,6337323	13,5154663	0,0135
62,34	33,2150428	13,3741641	0,0134
60,78	32,3820566	13,0915696	0,0131
59,22	31,5539213	12,8090993	0,0128
57,68	30,729108	12,5268013	0,0125
56,13	29,9064859	12,2445741	0,0122
54,59	29,0850784	11,9623677	0,0120
53,05	28,2640967	11,6800598	0,0117
52,28	27,8530796	11,5387462	0,0115
50,74	27,0342215	11,2560605	0,0113

49,97	26,623962	11,1147388	0,0111
48,44	25,8071957	10,832115	0,0108
47,67	25,3997809	10,6908656	0,0107
46,15	24,5910145	10,4086162	0,0104
44,63	23,7794835	10,1268093	0,0101
43,11	22,9670986	9,84547513	0,0098
41,58	22,1548805	9,56436016	0,0096
40,06	21,3454212	9,28329636	0,0093
38,54	20,5360011	9,00235487	0,0090
37,03	19,727558	8,7215529	0,0087
35,51	18,920956	8,44081732	0,0084
34,00	18,1165029	8,1601169	0,0082
32,50	17,313712	7,87933384	0,0079
30,99	16,5112613	7,59848752	0,0076
29,49	15,7097596	7,31784576	0,0073
27,98	14,9091139	7,03737657	0,0070
26,48	14,1095877	6,75707249	0,0068
24,98	13,31065	6,47691671	0,0065
23,48	12,511963	6,19688108	0,0062
21,98	11,7132878	5,91685741	0,0059
20,49	10,9145668	5,63673405	0,0056
18,98	10,1138831	5,35642931	0,0054
17,48	9,31209524	5,0759612	0,0051
15,97	8,51052746	4,79533874	0,0048
14,47	7,70706181	4,51450591	0,0045
12,96	6,90442602	4,23384076	0,0042
11,46	6,10329045	3,9531429	0,0040
9,95	5,30342284	3,67233643	0,0037
8,45	4,50404154	3,39136924	0,0034
6,96	3,70600068	3,11053413	0,0031
6,21	3,3067304	2,97017298	0,0030
4,71	2,51056486	2,68946409	0,0027
3,97	2,11302981	2,54918753	0,0025
3,22	1,7155736	2,40892767	0,0024
2,85	1,51660573	2,33880061	0,0023
2,10	1,12008153	2,19852932	0,0022
1,73	0,92161987	2,12834605	0,0021
1,36	0,72382058	2,05810008	0,0021
0,99	0,52604744	1,98769817	0,0020
0,62	0,32822949	1,91720266	0,0019
0,43	0,2277805	1,88190193	0,0019
0,05	0,02654917	1,81126276	0,0018
0,00	0,0000000	1,7405692	0,0017

Tabla A2.14. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G5. Modelo Hardening Soil.

G5 CG			
Modelo Hardening Soil			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,0000	0,0000000	0,26906754	0,0003
0,0000	0,0000000	0,53813507	0,0005
0,0000	0,0000000	0,61107997	0,0006
4,2823	2,28155495	0,19322808	0,0002
12,4889	6,65399319	0,58024677	0,0006
27,8702	14,8490444	1,3542144	0,0014
55,6860	29,6691163	2,89762261	0,0029
107,1135	57,0693802	5,98078716	0,0060
205,0666	109,258131	12,134522	0,0121
217,9255	116,109301	13,6574724	0,0137
262,7664	140,000208	16,7542007	0,0168
266,9143	142,210191	17,5176457	0,0175
287,8660	153,373117	19,0660098	0,0191
307,7421	163,96295	20,6018628	0,0206
313,4517	167,005025	21,3707273	0,0214
334,6433	178,295751	22,9190914	0,0229
340,3838	181,35428	23,6843347	0,0237
360,7459	192,203027	25,2285826	0,0252
365,9326	194,966462	26,0017243	0,0260
386,1740	205,750952	27,5500885	0,0276
390,7100	208,167701	28,3230381	0,0283
410,6721	218,803425	29,8714022	0,0299
414,6474	220,92141	30,6412587	0,0306
434,1768	231,326543	32,1896229	0,0322
437,9205	233,321171	32,9614631	0,0330
456,9955	243,484209	34,5098272	0,0345
460,5589	245,382753	35,2828503	0,0353
479,3392	255,388779	36,8243549	0,0368
482,7941	257,229529	37,5954876	0,0376
500,6124	266,723022	39,1438517	0,0391
503,9623	268,507812	39,9117002	0,0399
521,5285	277,866948	41,459292	0,0415
525,0444	279,740227	42,2295292	0,0422
541,8936	288,717341	43,775874	0,0438
545,2219	290,490624	44,5362305	0,0445
551,0987	293,621796	45,2965073	0,0453

569,1194	303,223107	46,8239515	0,0468
579,9934	309,016677	48,367404	0,0484
593,3687	316,142952	49,8987266	0,0499
595,9754	317,531757	50,6608685	0,0507
611,7643	325,943998	52,1948161	0,0522
624,3946	332,673324	53,7323817	0,0537
635,1710	338,41492	55,2755871	0,0553
638,6471	340,266959	56,043559	0,0560
654,5784	348,755084	57,5919231	0,0576
665,6249	354,640593	59,1291729	0,0591
676,3138	360,335542	60,677537	0,0607
679,5828	362,077281	61,4424109	0,0614
694,1850	369,857187	62,990775	0,0630
705,5539	375,914511	64,5391391	0,0645
715,4190	381,170555	66,0815934	0,0661
714,3431	380,597329	66,3371081	0,0663
710,5405	378,571301	66,2044339	0,0662
702,9372	374,520352	65,9390879	0,0659
687,7409	366,423831	65,4084275	0,0654
657,3844	350,250098	64,3471355	0,0643
596,8229	317,983316	62,2244487	0,0622
476,3923	253,818677	57,9788738	0,0580
238,4741	127,057445	49,4879135	0,0495
123,1485	65,6127001	45,242479	0,0452
68,3935	36,4396102	43,1290306	0,0431
19,3700	10,320191	41,0230744	0,0410
0,0000	0,0000000	40,5	0,0405

ZAPATA G6

Tabla A2.15. Ensayo “in situ”. Presión aplicada-asiento para la zapata G6.

Ensayo “in situ”	
P(kPa)	s(mm)
0,0000000	0,0000000
47,9208955	1,63194726
95,8347689	5,39722318
143,746887	9,69583126
197,180169	16,6647868
238,624888	25,7590833
287,898425	36,458599

334,859919	49,5565733
382,268198	66,9215121
287,336653	67,1248911
191,488717	65,7276591
95,6539485	60,330436
0,0000000	43,7332374

Tabla A2.16. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G6. Columnas de grava con módulo de 30 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G6 CG 30 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,0000	0,0000000	0,04346971	0,00004
0,0000	0,0000000	0,08693939	0,00009
0,0000	0,0000000	0,0000000	0,00000
36,8242	19,6197003	3,97180554	0,00397
110,4283	58,8354743	11,9148835	0,01191
251,4585	133,975442	27,8008369	0,02780
379,2395	202,056308	43,6881632	0,04369
503,0485	268,020936	59,5755859	0,05958
718,9928	383,074658	88,70000	0,08870
660,7257	352,030328	82,4144688	0,08241
544,1959	289,943989	69,8434065	0,06984
311,5946	166,015531	44,7017183	0,04470
200,2082	106,669612	32,1438273	0,03214
148,4960	79,1177112	25,8634025	0,02586
100,2930	53,435477	19,5781037	0,01958
78,6195	41,8879689	16,4353381	0,01644
58,5470	31,1934672	13,2952448	0,01330
49,0024	26,1081801	11,7303153	0,01173
39,9012	21,2590931	10,1714631	0,01017
35,4481	18,8865091	9,39947905	0,00940
27,1162	14,4473372	7,86812556	0,00787
23,0222	12,2660987	7,10840911	0,00711
18,9985	10,122274	6,35226717	0,00635
15,0797	8,03435497	5,60214385	0,00560
11,3372	6,04037136	4,85885158	0,00486
7,6423	4,07177476	4,12058546	0,00412
5,7920	3,08591822	3,75095766	0,00375
2,1111	1,12476826	3,00933483	0,00301
0,2792	0,14876473	2,63677981	0,00264
0,0000	0,0000000	2,24000000	0,00224

Tabla A2.17. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G6. Columnas de grava con módulo de 60 MPa. Modelo Mohr-Coulomb.

G6 CG 60 MPa			
Modelo Mohr-Coulomb			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00000	0,00000	0,08759987	0,00009
0,00000	0,00000	0,17521832	0,00018
0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
20,43055	10,8852651	1,65773784	0,00166
60,88205	32,437559	4,97086777	0,00497
100,72140	53,6636997	8,26948064	0,00827
138,10472	73,5812874	11,5566375	0,01156
170,83496	91,0197472	14,8294375	0,01483
200,81792	106,994471	18,1007278	0,01810
257,16310	137,014814	24,6551654	0,02466
312,00967	166,236704	31,2291205	0,03123
366,49913	195,268333	37,8209512	0,03782
475,50847	253,347793	51,0329918	0,05103
583,93586	311,117195	64,2588975	0,06426
689,69268	367,463731	77,4712125	0,07747
717,89936	382,492068	81,100000	0,08110
715,89825	381,425889	80,9378017	0,08094
711,89603	379,29353	80,613405	0,08061
703,89158	375,028813	79,9646117	0,07996
687,88268	366,499378	78,6670251	0,07867
655,86489	349,440508	76,0718518	0,07607
591,82931	315,322769	70,8815054	0,07088
463,77375	247,095611	60,5008334	0,06050
400,49724	213,382298	55,3125259	0,05531
339,53564	180,90236	50,1230357	0,05012
282,60647	150,57087	44,9326357	0,04493
256,21794	136,511237	42,3395673	0,04234
231,54295	123,364566	39,7443673	0,03974
208,57365	111,12667	37,1491673	0,03715
198,02315	105,505433	35,8519521	0,03585
187,93013	100,127938	34,5543521	0,03455
178,20523	94,9465744	33,2567521	0,03326
168,72101	89,8934484	31,9596003	0,03196
159,45932	84,9588795	30,6624894	0,03066
150,45146	80,1595486	29,3666173	0,02937
141,66704	75,479267	28,0717597	0,02807
133,17633	70,9554747	26,7788329	0,02678
125,04110	66,6210748	25,4903681	0,02549

117,22531	62,4568747	24,2091283	0,02421
109,38933	58,2819161	22,9316345	0,02293
101,77215	54,2235356	21,6573766	0,02166
94,39129	50,2910602	20,3879774	0,02039
87,25129	46,4869171	19,1226645	0,01912
80,26484	42,7645781	17,8628268	0,01786
73,44959	39,1334618	16,6079322	0,01661
66,89978	35,6437631	15,3612868	0,01536
63,71655	33,9477576	14,7420229	0,01474
57,56376	30,669593	13,5092772	0,01351
54,48510	29,0293061	12,897679	0,01290
48,32584	25,7476923	11,6772873	0,01168
42,16137	22,4633013	10,4569594	0,01046
36,00256	19,1819256	9,23432553	0,00923
32,94501	17,5528839	8,62192068	0,00862
26,82058	14,2898314	7,39695655	0,00740
20,73666	11,0483548	6,17306158	0,00617
17,70994	9,43574111	5,56203196	0,00556
11,64184	6,20269637	4,34054205	0,00434
8,59749	4,58068707	3,73010728	0,00373
5,55566	2,96001687	3,11951407	0,00312
2,51983	1,34254960	2,50874492	0,00251
0,00000	0,0000000	1,89787544	0,00190

Tabla A2.18. Relación presión aplicada-asiento para la zapata G6. Modelo Hardening Soil.

G6 CG			
Modelo Hardening Soil			
F(kN)	P(kPa)	s(mm)	s(m)
0,00	0,00	0,25	0,00
0,00	0,00	0,51	0,00
0,00	0,00	0,53	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00
4,58	2,44	0,21	0,00
13,44	7,16	0,63	0,00
30,04	16,00	1,48	0,00
59,69	31,80	3,16	0,00
115,09	61,32	6,53	0,01
222,21	118,39	13,28	0,01

231,68	123,44	14,96	0,01
278,68	148,48	18,33	0,02
294,22	156,76	20,02	0,02
314,27	167,44	21,71	0,02
320,87	170,96	22,55	0,02
344,30	183,44	24,23	0,02
348,61	185,74	25,08	0,03
370,58	197,44	26,76	0,03
375,42	200,02	27,60	0,03
397,35	211,71	29,29	0,03
400,92	213,61	30,13	0,03
421,51	224,58	31,82	0,03
425,73	226,82	32,66	0,03
446,41	237,84	34,34	0,03
450,10	239,81	35,19	0,04
469,08	249,92	36,87	0,04
473,36	252,20	37,71	0,04
479,96	255,72	38,55	0,04
500,99	266,92	40,24	0,04
512,83	273,23	41,92	0,04
528,95	281,82	43,61	0,04
531,63	283,25	44,45	0,04
548,95	292,48	46,13	0,05
553,05	294,66	46,98	0,05
559,40	298,04	47,82	0,05
577,98	307,94	49,51	0,05
590,12	314,41	51,19	0,05
603,31	321,44	52,88	0,05
606,10	322,93	53,71	0,05
612,36	326,26	54,56	0,05
629,90	335,60	56,24	0,06
641,25	341,65	57,93	0,06
652,98	347,90	59,61	0,06
656,64	349,86	60,45	0,06
672,54	358,33	62,13	0,06
684,88	364,90	63,82	0,06
695,26	370,43	65,50	0,07
698,52	372,17	66,34	0,07

713,75	380,28	68,03	0,07
717,64	382,35	68,73	0,07
711,56	379,12	68,59	0,07
703,95	375,06	68,32	0,07
688,73	366,95	67,77	0,07
658,34	350,76	66,67	0,07
597,71	318,45	64,47	0,06
477,15	254,22	60,07	0,06
239,43	127,57	51,27	0,05
123,79	65,95	46,88	0,05
14,88	7,93	42,48	0,04
0,00	0,00	41,73	0,04

